



Esta obra está bajo una [Licencia
Creative Commons Atribución-
NoComercial-Compartirigual 2.5 Perú](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/).

Vea una copia de esta licencia en
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**Diseño Hidráulico del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para
mejorar la calidad de vida en el Centro Poblado de La Marginal, distrito
de Cuñumbuqui, San Martín, 2018**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Nylam Renato Frisancho Fasanando

ASESOR:

Ing. M.Sc. Peggy Grández Rodríguez

TOMO I

Tarapoto- Perú

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL




**Diseño Hidráulico del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para
mejorar la calidad de vida en el Centro Poblado de La Marginal, distrito
de Cuñumbuqui, San Martín, 2018**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil


AUTOR:

Nylam Renato Frisancho Fasanando

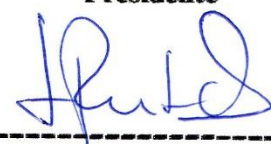
Sustentada y aprobada el día 7 de Diciembre del 2018 ante el honorable jurado




Ing. Carlos Enrique Chung Rojas
Presidente



Ing. Carlos Segundo Huamán Torrejón
Secretario



Ing. Ivan Gustavo Reátegui Acedo
Miembro



Ing. M.Sc. Peggy Grández Rodríguez
Asesor(a)

Declaratoria de Autenticidad

Yo, Nylam Renato Frisancho Fasanando, Bachiller en Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Martín, identificado con DNI N° 71258860, con la tesis titulada “Diseño Hidráulico del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para mejorar la calidad de vida en el Centro Poblado de La Marginal, distrito de Cuñumbuqui, San Martín, 2018”.

Declaro bajo juramento que:

1. La tesis es de mi autoría.
2. He respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
3. La tesis no ha sido auto plagiada; es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presenten en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De identificarse la falta de fraude (datos falsos), plagio (información sin citar a autores), auto plagio (presentar como nuevo algún trabajo de investigación propio que ya ha sido publicado), piratería (uso ilegal de información ajena) o falsificación (representar falsamente las ideas de otros), asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Nacional de San Martín.

Tarapoto, 7 de diciembre del 2018

Nylam Renato Frisancho Fasanando

DNI N° 71258860



Declaración Jurada

Yo, Nylam Renato Frisancho Fasanando, identificado con DNI ° 71258860 con domicilio en Jr. Augusto B. Leguía N° 692 – Tarapoto, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, DECLARO BAJO JURAMENTO que toda la documentación y todos los datos e información de la presente tesis y/o informe de Ingeniería, que acompaño es verás y auténtica.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 7 de diciembre del 2018



Nylam Renato Frisancho Fasanando

DNI N° 71258860



Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres: Frisancho Fasanando, Nylam Renato	
Código de alumno : 71258860	Teléfono: 941990785
Correo electrónico : tkdnylamp@gmail.com	DNI: 71258860

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de: Ingeniería Civil y Arquitectura
Escuela Profesional de: Ingeniería Civil

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	<input checked="" type="checkbox"/>	Trabajo de investigación	<input type="checkbox"/>
Trabajo de suficiencia profesional	<input type="checkbox"/>		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título: Diseño Hidráulico del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para mejorar la calidad de vida en el Centro Potable de la Marginal, distrito de Cuñumburqui, San Martín, 2018
Año de publicación: 2018

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	<input checked="" type="checkbox"/>	Embargo	<input type="checkbox"/>
Acceso restringido **	<input type="checkbox"/>		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia **CREATIVE COMMONS**

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI **“Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA”**.


.....
Firma del Autor

8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM – T.

Fecha de recepción del documento:

19 / 03 / 2019



.....
Firma del Responsable de Repositorio
Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso
Abierto de la UNSM – T.

* **Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

** **Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

Dedicatoria

A DIOS OMNIPOTENTE, por su inmensurable amor, por su guía, por darme determinación para seguir adelante en los proyectos y darme fuerza de voluntad para lograr alcanzar un peldaño más en uno de estos grandes propósitos en la vida.

A PEDRO y LIDIA, mis padres, con mucho afecto por el esfuerzo, sacrificio, cariño y comprensión durante mi etapa formativa dando ejemplo de superación ante cualquier adversidad, que lograron hacer de mí una persona de principios, comparto este logro con ustedes.

A SILVIA ELISA, mi hermana menor y mis tías SILVIA y DENISSE por todo el apoyo brindado, por la estancia, la comprensión y la índole moralizadora de pequeñas situaciones de mi vida que cambiaron mi forma de apreciar las cosas para ejercer el bien.

Agradecimiento

A la Universidad Nacional De San Martín – Tarapoto por haberme albergado en su alma mater y haber cotejado mis estudios en cuanto a lo práctico, teórico y laboral durante mi formación profesional.

A mis padres por contribuir en mi formación como persona, por los principios y valores inculcados, las metas y las motivaciones constantes en este largo camino de la vida para poder alcanzar los anhelos, que demuestra el orgullo de ustedes, mis padres queridos.

A mi hermana Elisa por siempre apoyarme y estar ahí presente, la compañía de la mejor amiga y a mis abuelitos que esperan con ansias el encuentro de su nieto para recibir las caricias y las satisfacciones de los logros que de manera indirecta forjan en nuestra vida y en nuestros corazones.

Índice

Dedicatoria.....	vi
Agradecimiento	vii
Índice	viii
Índice de figuras	xvii
Índice de tablas	xviii
Índice de fotografías	xx
Resumen	xxi
Abstract.....	xxii
CAPITULO I.....	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Realidad Problemática	1
1.1.1. Ubicación Geográfica de la zona de estudio	2
1.1.2. Aspectos Generales de la zona de estudio.....	3
1.1.2.1. Altitud.....	3
1.1.2.2. Clima, Topografía, Suelo y Sismología.....	3
1.1.2.2.1. Clima.....	3
1.1.2.2.2. Topografía.....	3
1.1.2.2.3. Suelo	3
1.1.2.2.4. Sismología	4
1.1.3. Vías de Comunicación.....	4
1.1.4. Desarrollo Urbano y Vivienda.....	4
1.1.5. Actividad Económica	5
1.1.6. Educación	5
1.1.7. Salud.....	5
1.2. Trabajos Previos.....	7
1.2.1. Antecedente Internacional.....	7
1.2.2. Antecedentes Nacionales.....	14
1.2.3. Antecedentes Locales	23
1.3. Teorías relacionadas al tema	24
1.3.1. Agua Potable	24
1.3.2. Características del Agua	24

1.3.2.1.	Características Físicas.....	24
1.3.2.2.	Características Químicas	25
1.3.2.3.	Características biológicas	25
1.3.3.	Información Básica para el Proyecto.....	26
1.3.4.	Parámetros de Diseño	26
1.3.4.1.	Población de Diseño	26
1.3.4.2.	Periodo de Diseño.....	26
1.3.4.3.	Dotación de Agua	27
1.3.4.3.1.	Sistema Convencional	27
1.3.4.3.2.	Sistemas no convencionales	27
1.3.4.3.3.	Variación de Consumo	27
1.3.4.3.3.1.	Consumo Promedio Diario Anual (QM)	28
1.3.4.3.3.2.	Consumo Máximo Diario (QMD).....	29
1.3.4.3.3.3.	Consumo Máximo Horario (Q m.h.).....	29
1.3.5.	Sistema de Abastecimiento de Agua Potable	29
1.3.5.1.	Fuentes de Abastecimiento	30
1.3.5.1.1.	Agua De Lluvia.....	31
1.3.5.1.2.	Aguas Superficiales	31
1.3.5.1.2.1.	Ríos y Canales	31
1.3.5.1.2.2.	Lagos y Embalses.....	31
1.3.5.1.3.	Aguas Subterráneas	31
1.3.5.1.3.1.	Sistema Convencional	31
1.3.5.1.3.2.	Sistema no Convencional	32
1.3.5.2.	Obras de Captación.....	33
1.3.5.3.	Líneas de Conducción.....	33
1.3.5.3.1.	Presión Negativa	34
1.3.5.3.2.	Calculo Hidráulico de Tuberías a Presión	35
1.3.5.3.2.1.	Diseño de Tuberías a Presión	35
1.3.5.3.2.2.	Trazado de la línea de conducción	35
1.3.5.3.2.3.	Material de tubería.....	36
1.3.5.3.2.4.	Velocidades de diseño	36
1.3.5.3.2.5.	Diámetros mínimos	37
1.3.5.3.2.5.1.	Pendientes	37
1.3.5.3.2.5.2.	Pérdidas de carga	38

1.3.5.3.2.5.2.1. Formula de Darcy – Weisbach (1850)	38
1.3.5.3.2.5.2.2. Formula de Flamant (1892).....	41
1.3.5.3.2.5.2.3. Formula de Hazen - Williams (1906).....	42
1.3.5.3.2.5.3. Presiones Máximas y Mínimas	44
1.3.5.3.2.5.4. Tuberías.....	44
1.3.5.3.2.5.5. Profundidad de Instalación.....	45
1.3.5.3.2.5.6. Puentes Colgantes	46
1.3.5.3.2.5.7. Sifón Invertido	47
1.3.5.3.2.5.8. Instalación de Válvulas	47
1.3.5.3.2.5.9. Cajas de Rompe - presión (CRP)	48
1.3.5.3.3. Listado de Control para el Diseño (CHECK – LIST).....	49
1.3.5.4. Regularización y Almacenamiento.....	50
1.3.5.4.1. Sedimentado	50
1.3.5.4.1.1. Componentes.....	50
1.3.5.4.1.1.1. Zona de Entrada	51
1.3.5.4.1.1.2. Zona de Sedimentación.....	51
1.3.5.4.1.1.3. Zona de Salida.....	51
1.3.5.4.1.1.4. Zona de Recolección de Lodos	51
1.3.5.4.1.2. Criterios de Diseño.....	51
1.3.5.4.1.3. Dimensionamiento	53
1.3.5.4.2. Filtro Lento	54
1.3.5.4.2.1. Descripción.....	54
1.3.5.4.2.2. Dimensionamiento	56
1.3.5.5. Línea de alimentación.....	57
1.3.5.5.1. Tuberías Troncales.....	57
1.3.5.5.2. Tuberías de Servicio	57
1.3.5.6. Red de distribución.....	57
1.3.6. Estudio de Campo y Recopilación de la Información.....	57
1.3.7. Almacenamiento de agua Bruta	58
1.3.8. Tratamiento de agua Bruta	58
1.3.9. Almacenamiento de Agua Tratada.....	58
1.3.10. Calidad del Agua	58
1.3.10.1. Importancia Sanitaria.....	59
1.3.10.2. Importancia Económica.....	59

1.3.10.3.	Requisitos de Potabilidad	60
1.3.10.3.1.	Análisis Físicos	60
1.3.10.3.2.	Análisis Químico	60
1.3.10.3.3.	Análisis Microscópico	61
1.3.10.3.4.	Análisis Bacteriológicos	61
1.3.10.3.5.	Análisis Radiológico.....	62
1.3.11.	Población Del Proyecto	62
1.3.11.1.	Método Aritmético.....	63
1.3.11.2.	Método Geométrico por Porcentaje.....	63
1.3.11.3.	Método Geométrico Por Incremento Medio Total	64
1.3.11.4.	Método de la Fórmula de Malthus.....	64
1.3.11.5.	Método de Extensión Gráfica	64
1.3.12.	Periodo de Diseño	65
1.3.13.	Dotación	65
1.3.14.	Gasto de Diseño.....	66
1.3.14.1.	Gasto Medio Diario	66
1.3.14.2.	Gasto Máximo Diario	66
1.3.14.3.	Gasto Máximo Horario	66
1.3.15.	Durabilidad o Vida Útil de las Instalaciones	67
1.3.16.	Definición de términos básicos	67
1.3.16.1.	Provisión	67
1.3.16.2.	Potabilización	67
1.3.16.3.	Colectora.....	68
1.3.16.4.	Abastecimiento de Agua.....	68
1.3.16.5.	Erosión.....	68
1.3.16.6.	Regulación	68
1.3.16.7.	Fuente	68
1.3.16.8.	Predio.....	68
1.3.16.9.	Precarias.....	68
1.3.16.10.	Factibilidad	68
1.3.16.11.	Agua Bruta.....	68
1.3.16.12.	Embalses	68
1.3.16.13.	Decantadores.....	69
1.4.	Formulación del Problema	69

1.5. Justificación de Estudio.....	69
1.5.1. Justificación teórica.....	69
1.5.2. Justificación Metodológica.....	69
1.5.3. Justificación Técnica	70
1.5.4. Justificación Práctica.....	70
1.5.5. Justificación social	70
1.6. Hipótesis.....	70
1.7. Objetivos	70
1.7.1. Objetivo General	70
1.7.2. Objetivos específicos.....	70
CAPITULO II.....	72
MÉTODO	72
2.1. Diseño de investigación	72
2.2. Variables, Operacionalización	73
2.2.1. Sistema de Variables	73
2.2.1.1. Variable Independiente.....	73
2.2.1.2. Variable Dependiente	73
2.2.2. Operacionalización de Variables.....	74
2.3. Población y Muestra.....	75
2.3.1. Universo	75
2.3.2. Población.....	75
2.3.3. Muestra.....	75
2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad	75
2.4.1. Técnicas.....	75
2.4.2. Instrumentos	75
2.4.3. Validación y Confiabilidad del Instrumento	75
2.5. Método de análisis datos	76
2.5.1. Bases de Diseño Sistema de Agua Potable	76
2.5.2. Cálculo de Parámetros de Diseño.....	77
2.5.2.1. Periodo de diseño.....	77
2.5.2.2. Exploración de campo y entrevistas	78
2.5.2.3. Tasa de crecimiento	78
2.5.2.4. Población de Diseño	79
2.5.2.4.1. Centro Poblado de La Marginal.....	80

2.5.2.5.	Población de Referencia	83
2.5.2.6.	Población Demandante Potencial	83
2.5.2.7.	Población Demandante Efectiva	84
2.5.2.8.	Población Actual.....	84
2.5.2.9.	Dotación y Caudal de Diseño	84
2.5.2.9.1.	Dotación de Agua	85
2.5.2.9.1.1.	Sistema Convencional	85
2.5.2.9.2.	Gasto de Diseño	85
2.5.2.9.2.1.	Centro Poblado de La Marginal	85
2.5.2.9.3.	Caudal Disponible en la Fuente	86
2.5.3.	Cálculo de los Componentes del Sistema de Agua Potable	87
2.5.3.1.	Captación	87
2.5.3.2.	Planta de Tratamiento de Agua Potable.....	87
2.5.3.2.1.	Sedimentador de Flujo Horizontal	87
2.5.3.2.1.1.	Dimensionamiento de la Unidad	87
2.5.3.2.1.2.	Comportamiento hidráulico de la unidad	89
2.5.3.2.1.3.	Diseño de la cortina de distribución de flujo.....	90
2.5.3.2.1.4.	Diseño del sistema de limpieza	91
2.5.3.2.2.	Filtro Lento	92
2.5.3.2.2.1.	Caudal de diseño y tasas de trabajo.....	92
2.5.3.2.2.2.	Dimensionamiento aproximado del filtro.....	93
2.5.3.2.2.3.	Características granulométricas de arena	94
2.5.3.2.2.4.	Características granulométricas de grava	94
2.5.3.2.2.5.	Pérdida de carga en arena y grava	95
2.5.3.2.2.6.	Dimensionamiento del sistema de drenaje	96
2.5.3.3.	Línea de conducción	97
2.5.3.3.1.	Consumo Máximo Diario	97
2.5.3.3.2.	Consumo Máximo Horario	97
2.5.3.3.3.	Diseño Hidráulico De La Línea De Conducción.....	98
2.5.3.3.3.1.	Tramo km 0+000 (Captación R ₁ – Punto A J ₁)	98
2.5.3.3.3.2.	Tramo km 0+000 –km 0+160.40 (Punto A J ₁ – Punto B J ₂).....	99
2.5.3.3.3.3.	Tramo km 0+160.40–km 0+210.80 (PuntoBJ ₂ – PuntoCJ ₃)	100
2.5.3.3.3.4.	Tramo km 0+210.80–km 0+349.70 (PuntoCJ ₃ – PuntoDJ ₄).....	102
2.5.3.3.3.5.	Tramo km 0+349.70–km 0+371.70 (PuntoDJ ₄ – PuntoEJ ₅)	103

2.5.3.3.3.6. Tramo km 0+371.70–km 0+614.80 (PuntoEJ ₅ – PuntoFJ ₆).....	104
2.5.3.3.3.7. Tramo km0+614.80–km01+232.50 (PuntoFJ ₆ – PuntoGJ ₇)	106
2.5.3.3.3.8. Tramo km 01+232.50 – km 02+265.90 (Punto GJ ₇ – Punto HJ ₈).....	107
2.5.3.3.3.9. Tramo km 02+265.90 – km 02+810.90 (Punto HJ ₈ – Punto IJ ₉)	108
2.5.3.3.3.10. Tramo km 02+810.90 – km 03+178.80 (Punto IJ ₉ – Punto JJ ₁₀)	110
2.5.3.3.3.11. Tramo km 03+178.80 – km 03+743.90 (Punto J J ₁₀ – Punto K J ₁₁)	111
2.5.3.3.3.12. Tramo km 03+743.90 – km 03+988.80 (Punto K J ₁₁ –Punto L J ₁₂).....	112
2.5.3.3.3.13. Tramo km 4+021.2 (Punto R ₂ – Punto M J ₁₃)	113
2.5.3.3.3.14. Tramo km 04+021.20 – km 04+175.90 (Punto M J ₁₃ –Punto N J ₁₄).....	115
2.5.3.3.3.15. Tramo km 04+175.90 – km 05+006.40 (Punto N J ₁₄ –Punto Ñ J ₁₅)	116
2.5.3.3.3.16. Tramo km 05+006.40 – km 06+550.25 (Punto Ñ J ₁₅ –Punto O J ₁₆)	117
2.5.3.3.3.17. Tramo km 06+550.25 – km 06+811.30 (Punto O J ₁₆ –Punto P J ₁₇).....	119
2.5.3.3.3.18. Tramo km 06+811.30 – km 06+930.35 (Punto P J ₁₇ –Punto Q J ₁₈).....	120
2.5.3.3.3.19. Tramo km 06+930.35 – km 06+999.85 (Punto Q J ₁₈ –Punto R J ₁₉).....	121
2.5.3.3.3.20. Tramo km 06+999.85 – km 07+031.85 (Punto R J ₁₉ –Punto S J ₂₀)	123
2.5.3.3.3.21. Tramo km 07+031.85 – km 07+050.25 (Punto S J ₂₀ –Punto T J ₂₁)	124
2.5.3.3.3.22. Tramo km 07+050.25 – km 07+655.10 (Punto T J ₂₁ –Punto U J ₂₂).....	125
2.5.3.3.3.23. Tramo km 07+655.10 – km 07+686.70 (Punto U J ₂₂ –Punto V J ₂₃)	127
2.5.3.3.3.24. Tramo km 07+686.70 – km 07+706.95 (Punto V J ₂₃ –Punto W J ₂₄)	128
2.5.3.3.3.25. Tramo km 07+706.95 – km 07+752.60 (Punto W J ₂₄ –Punto X J ₂₅)	129
2.5.3.3.3.26. Tramo km 07+752.60 – km 07+846.80 (Punto X J ₂₅ –Punto Y J ₂₆)	130
2.5.3.3.3.27. Tramo km 07+846.80 – km 07+893.90 (Punto Y J ₂₆ –Punto Z J ₂₇).....	132
2.5.3.3.3.28. Tramo km 07+893.90 – km 08+472.75 (Punto Z J ₂₇ –Punto A1 J ₂₈).....	133
2.5.3.3.3.29. Tramo km 08+472.75 – km 08+481.30 (Punto A1 J ₂₈ –Punto A2 J ₂₉)	134
2.5.3.4. Reservorio.....	136
2.5.3.4.1. Capacidad en el Centro Poblado de La Marginal	136
2.5.3.4.2. Forma del Reservorio	136
2.5.3.4.3. Dimensiones	137
2.5.3.4.4. Cálculo de la Flecha de la Cúpula (F)	137
2.5.3.5. Línea de Aducción y Redes de Distribución	138
2.5.3.6. Otros	145
2.5.3.6.1. Cálculo de Desinfección con Hipoclorito de Calcio.....	145
2.5.3.6.1.1. Reservorio en El Centro Poblado de La Marginal	145
2.6. Aspectos éticos.....	146

CAPITULO III	147
RESULTADOS	147
3.1. Planta de Tratamiento	147
3.1.1. Sedimentador de Flujo Horizontal	147
3.1.2. Filtro Lento.....	148
3.2. Línea de Conducción.....	149
3.3. Reservorio	151
3.3.1. Reservorio en el Centro Poblado de La Marginal	151
3.4. Línea de Aducción y Redes de Distribución.....	151
CAPITULO IV	155
DISCUSIÓN DE RESULTADOS	155
4.1. Fuente de Abastecimiento y análisis Fisicoquímico y Bacteriológico del Agua (CRUDA).....	155
4.2. Parámetros de Diseño.....	155
4.3. Componentes del Sistema de Agua Potable.....	156
4.3.1. Captación.....	156
4.3.2. Planta de Tratamiento.....	156
4.3.3. Línea De Conducción.....	157
4.3.4. Reservorio Apoyado.....	157
4.4. Selección de Alternativa	158
CONCLUSIONES.....	159
RECOMENDACIONES	161
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	162
ANEXOS	164
ANEXO 1: Matriz de Consistencia	165
ANEXO 2: Panel Fotográfico.....	167
ANEXO 3: Padrón de Beneficiarios.....	173
ANEXO 4: Datos Censales y Tasa de crecimiento del Distrito de Cuñumbuqui (1993- 2007).....	180
ANEXO 5: Criterio de selección del Tratamiento de Agua	183
ANEXO 6: Características Granulométricas de Arena y Grava.....	184
ANEXO 7: Estudio Topográfico	187
ANEXO 8: Estudio de Aprovechamiento Hídrico	216
ANEXO 9: Estudio de Fuente de Agua.....	228

ANEXO 10: Estudio Análisis Detallado de las medidas de reducción de riesgo de desastre (MRRD).....	236
ANEXO 11: Planos-TOMO II	

Índice de Figuras

Figura 1: Proyección Poblacional por el Método Aritmético.....	4
Figura 2: Ubicación del Proyecto en el Perú.	6
Figura 3: Ubicación del Proyecto en la Región	6
Figura 4: Sistema Vial de la Provincia de San Martín	6
Figura 5: Sistema de Abastecimiento de Agua.....	30
Figura 6: Obra de Captación.....	33
Figura 7: Perfil de Presión Negativa.....	34
Figura 8: Deflexión en una Tubería.....	45
Figura 9: Puente Colgante Cruzando un río o Quebrada.....	46
Figura 10: Sifón Invertido Cruzando una Quebrada	47
Figura 11: Cámara Rompe-Presión	49
Figura 12: Sedimentador - Planta y Corte Longitudinal.....	50
Figura 13: Ubicación de la Pantalla Difusora.....	52
Figura 14: Pared Difusora del Sedimentador	52
Figura 15: Corte Longitudinal de un Filtro Lento de Arena.....	54
Figura 16: Estructura de Salida del Filtro Lento	55
Figura 17: Características del Agua Potable.....	61
Figura 18: Curva Histórica	83
Figura 19: Sedimentador de Flujo Horizontal	147
Figura 20: Filtro Lento	148

Índice de Tablas

Tabla 1: Principales Instituciones Instaladas en la Localidad de La Marginal	5
Tabla 2: Velocidades máximas permisibles en tuberías	36
Tabla 3: Valores del coeficiente k de Colebrook	40
Tabla 4: Coeficiente K ₀	41
Tabla 5: Coeficiente k ₁	41
Tabla 6: Coeficiente b de Flamant.....	42
Tabla 7: Valores del Coeficiente Chw de Hazen - Williams.....	43
Tabla 8: Perdidas Localizadas en Longitudes Equivalentes.....	43
Tabla 9: Resistencia a Presión de Tubos	44
Tabla 10: Deflexión Máxima en Tuberías	45
Tabla 11: Listado de Control para el Diseño	49
Tabla 12: Granulometría del Lecho Filtrante	55
Tabla 13: Períodos de Diseños Recomendados para Estructuras Hidráulicas.....	67
Tabla 14: Población Beneficiaria del Proyecto	78
Tabla 15: Datos Censales de la Población y Vivienda –Distrito de Cuñumbuqui	80
Tabla 16: Cálculo de la Tasa de Crecimiento Poblacional Promedio Anual (Porcentual) – Distrito de Cuñumbuqui.....	81
Tabla 17: Cálculo de la Población de Diseño, Periodo 20 años por el Método Aritmético – Centro Poblado La Marginal.....	82
Tabla 18: Dotación de Agua Potable en Zonas Rurales	85
Tabla 19: Valor del Coeficiente de Uniformidad para Cálculo de la Pérdida de Carga en Arena y Grava	95
Tabla 20: Planteamiento Hidráulico de red de Distribución de Agua Potable –Centro Poblado de La Marginal.....	139
Tabla 21: Caudales de Consumo por nudo en Red de Distribución.....	142
Tabla 22: Modelo Hidráulico, Reporte de Nudos en el Programa WaterCAD V8i – Bentley, Ecuación de Hazzen y Williams Distribución	143
Tabla 23: Modelo Hidráulico, Reporte de Tuberías en el Programa WaterCAD V8i – Bentley, Ecuación de Hazzen y Williams	144
Tabla 24: Resultados de Sedimentador de Flujo Horizontal	147
Tabla 25: Resultados de Filtro Lento	148

Tabla 26: Resultado del Cálculo Hidráulico-Línea de Conducción-Centro Poblado de La Marginal, en el programa WaterCAD V8i.....	149
Tabla 27: Resultado del Cálculo Hidráulico- Reporte de Tuberías-Centro Poblado de La Marginal, en el Programa WaterCAD V8i.....	150
Tabla 28: Resultado de Reservorio en el Centro Poblado de La Marginal	151
Tabla 29: Resultado del Cálculo Hidráulico- Redes de distribución-Centro Poblado de La Marginal, en el Programa WaterCAD V8i.....	151
Tabla 30: Resultado del Cálculo Hidráulico- Reporte de Tuberías-Centro Poblado de La Marginal, en el Programa WaterCAD V8i.....	153

Índice de Fotografías

Fotografía 1. Entrada Boulevard al Centro Poblado de La Marginal.	168
Fotografía 2. Centro Poblado La Marginal-Agencia Municipal La Marginal.	168
Fotografía 3. Colegio en el Centro Poblado La Marginal.	169
Fotografía 4. Cancha de Fútbol Natural en el Centro Poblado La Marginal.	169
Fotografía 5. Ingreso al Camino Trocha hacia el punto de la Captación.	170
Fotografía 6. Línea de conducción existente, en malas condiciones.	170
Fotografía 7. Llegada al punto de captación donde se realizó el Aforo.	171
Fotografía 8. Estructura de captación que se aprovecha para el diseño.	171
Fotografía 9. Captación con el Barraje fijo para el cálculo del caudal estimado.	172
Fotografía 10. Cálculo del Aforo de la fuente en el punto de la Captación.	172

Resumen

El presente proyecto de tesis denominado “Diseño Hidráulico del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para mejorar la calidad de vida en el Centro Poblado de La Marginal, distrito de Cuñumbuqui, San Martín, 2018” se elaboró y desarrollo en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

El estudio surge ante la necesidad del Centro Poblado de La Marginal, de solucionar los diferentes problemas causados por la deficiencia de agua, tanto en calidad como en cantidad. Estos problemas generan la propagación de muchas enfermedades infectocontagiosas, así disminuye la calidad de vida de los pobladores. El presente proyecto de investigación se direcciona a solucionar los problemas realizando en primer orden un diagnóstico real y cuantitativo de la localidad en lo que se concierne a la calidad y escases del agua de consumo, de tal manera que sea apta para el consumo humana. Se elaboró un diseño hidráulico de un sistema de abastecimiento de agua potable, adicionalmente un tratamiento y so control periódico basado en resultados obtenidos del análisis físico-químico, bacteriológico (fuente de agua) así también como su aprovechamiento del punto de captación. El diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable está basado en cálculos de hidráulica, complementados en las aulas de clase; estudios topográficos para la superficie del sistema y la mecánica de fluidos que establecen el parámetro fijo e importante que es la población total beneficiaria. Con tal parámetro se determinó el caudal de diseño aproximado, requerido para satisfacer el consumo de los pobladores. Se realizó una simulación del sistema con el programa WaterCAD V8i, donde se verifica el funcionamiento y la obtención de los resultados más óptimos y satisfactorios.

Se desarrolló para el sistema de abastecimiento de agua potable los componentes: captación, planta de tratamiento (sedimentador y filtro lento), línea de conducción, reservorio, línea de aducción, redes de distribución, conexiones domiciliarias, de tal forma contribuir a desarrollo de la calidad de vida, por ende, socio-económico del Centro Poblado de La Marginal, y poner en práctica lo aprendido y el desarrollo profesional en la carrera de ingeniería civil.

Palabras clave: Sistema, Agua, Calidad, Tratamiento, Filtración, Potable.

Abstract

The following thesis project titled as "Hydraulic Design of the Drinking Water Supply System to Improve the Quality of Life in the Pointed Center of La Marginal, Cuñumbuqui district, San Martin, 2018", was elaborated and developed in the Faculty of Civil Engineering of the National University of San Martin - Tarapoto.

The study arises from the need of the Populated Center of La Marginal, to solve the different problems caused by water supply deficiency, both in quality and quantity. These problems generate the spread of many infectious diseases, thus decreasing the quality of life of the inhabitants. This research project is aimed at solving the problems by first conducting a real and quantitative diagnosis of the locality in terms of the quality and scarcity of drinking water, so that it is suitable for human consumption. A hydraulic design of a potable water supply system was elaborated, in addition to a treatment and periodic control based on results obtained from the physical-chemical, bacteriological (water source) analysis as well as its use of the collection point. The hydraulic design of the drinking water supply system is based on hydraulics calculations, complemented in classrooms; topographic studies for the surface of the system and the mechanics of fluids that establish the fixed and important parameter that is the total beneficiary population. With this parameter, the approximate design flow required to satisfy the population's consumption was determined. A simulation of the system was carried out with the WaterCAD V8i program, where the operation is verified and the most optimal and satisfactory results obtained.

The following components were developed for the drinking water supply system: collection, treatment plant (sedimentation and slow filter), line of conduction, reservoir, adduction line, distribution networks, household connections, in such a way to contribute to the development of the quality of life, therefore, socio-economic of the Populated Center of La Marginal, and put into practice what has been learned and professional development in the career of civil engineering.

Keywords: System, Water, Quality, Treatment, Filtration, Drinking.



CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad Problemática

No se necesita ser muy astuto para darse cuenta que los conflictos humanos tienen que ver con la sobrevivencia de la especie y con sus ambiciones. El desarrollo de la especie humana depende de los recursos naturales de la tierra y del agua. Sin agua no hay manera que la especie sobreviva.

En este sentido, una mirada a la historia humana nos indicaría que las diversas civilizaciones del mundo se ubicaron y ocuparon zonas favorables a la agricultura y a la ganadería, las que estaban a su vez ligadas estrechamente a las cuencas y a los ríos. Ejemplos de lo dicho sobran: Mesopotamia ligada al Tigris y al Éufrates; Egipto al Nilo, China al Hwang Ho y al Yang Tse Kiang, (Amarillo y Azul respectivamente), Tokio al Kanda, al Sumida, al Tama, al Ara; y en nuestra región, recordemos el papel del río Vilcanota para los incas, el Mantaro para las huancas y el Rímac para los pueblos de Lima. Alrededor de sus nacientes, de sus cursos y de sus desembocaduras los pueblos se han desarrollado y organizado. Cualquiera puede observar que todos los pueblos están articulados con fuentes del agua. (Castro, 2015, p.80)

De acuerdo al Plan Nacional de Saneamiento 2017-2021, la cobertura de agua potable en el 2016 era de 89.2%; es decir, alrededor de 3.4 millones de peruanos todavía no contaban con el servicio de agua potable. Más aun, al comparar las coberturas en el ámbito urbano y rural, encontramos marcadas diferencias, pues éstas alcanzan el 94.5% y 71.2% de la población, respectivamente. De otro lado, la cobertura de alcantarillado al 2016 alcanzó el 73.7% de la población (88.3% de la población urbana y tan solo 24.6% de la población rural). Estos datos nos permiten identificar que todavía existe una importante brecha de infraestructura a fin de asegurar la cobertura universal de los servicios de saneamiento en nuestro país. Sin embargo, contar con una conexión de agua o alcantarillado no asegura necesariamente que el usuario tenga un servicio de calidad. Por el contrario, según la Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento (SUNASS) para el 2015, la continuidad promedio en el ámbito de las empresas prestadoras fue de 18.5 horas al día, y en promedio solo el 67% de las conexiones contaban con un micro-medidor. Asimismo, el Plan Nacional de Saneamiento 2017-2021, señala que únicamente el 52.9% de la población total tiene acceso a agua con una adecuada cantidad de cloro (y un alarmante 2.2% en el ámbito rural). Finalmente, en un contexto de cambio climático, en el cual la escasez del agua ha agudizado los conflictos por

este bien esencial, resulta necesario asegurar la prestación sostenible del servicio, promoviendo la conservación de las fuentes de aguas y evitando la sobreexplotación del acuífero que funciona como reserva natural de agua ante situaciones de desastre. (Solís, 2018, p.01)

El crecimiento acelerado de la población sanmartinense, debido a la inmigración, proveniente de diversas regiones de nuestro país, trae como consecuencia la formación de grupos sociales en busca de lugares o zonas donde habitar formándose así las invasiones de terrenos, ocupación de zonas rurales, que con el pasar del tiempo van acrecentándose y consolidando los asentamientos humanos y asociaciones locales como rurales, esto se puede evidenciar en la parte alta del distrito de Cuñumbuqui, provincia de Lamas, donde un gran número de personas se ha posesionado de terrenos conformándose la localidad denominado La Marginal. La optimización de los recursos ha alcanzado todos los niveles de la vida humana. En el caso del agua, dicha optimización adquiere gran importancia, ya que la disponibilidad del vital líquido disminuye cada vez más y por lo tanto su obtención se dificulta y encarece de manera importante.

En la actualidad esta localidad de La Marginal cuenta con el servicio de agua mediante un sistema de tuberías instalados sin tener en cuenta los parámetros que la ingeniería establece; la presencia del recurso hídrico que no es aprovechado en su totalidad, cabe recalcar que no ha habido intervención alguna del Ministerio de Vivienda en temas de saneamiento durante los últimos 20 años, en este sentido y enfocándose en el agua como elemento de gran importancia para el hombre, teniendo la necesidad y el derecho de acceder a una cantidad suficiente de agua pura y de calidad para mantener la buena salud y la vida se vio necesario la investigación de las condiciones actuales de la localidad La marginal en el distrito de Cuñumbuqui, provincia de Lamas, en los campos de la topografía, suelo, hidrología, estadística, hidráulica para una propuesta de “Diseño Hidráulico del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para mejorar la calidad de vida en El Centro Poblado de La Marginal, Distrito de Cuñumbuqui, San Martín, 2018”. Con el fin de hacer frente a este problema del abastecimiento de agua que los pobladores acogen durante varios años desde su formación, se expone la solución de la captación, tratamiento y abastecimiento de agua de sus fuentes naturales provenientes de la quebrada Mishquiyacu.

1.1.1. Ubicación Geográfica de la zona de estudio

La localidad donde se ejecutará el proyecto, políticamente pertenece al Distrito de Cuñumbuqui de la Provincia de Lamas y Región San Martín (Figura 2). El proyecto está situado en la región Nor-Oriente del Perú geográficamente se ubica entre los paralelos 06°

29° 05.19" y 06° 28' 41.99" latitud sur (Hemisferio Sur) y los meridianos 76° 28' 48.90" y 76° 28' 21.76" longitud oeste (Huso 18).

DEPARTAMENTO : San Martín
 PROVNCIA : Lamas
 DISTRITO : Cuñumbuqui
 LOCALIDAD : La Marginal (Figura 3)

1.1.2. Aspectos Generales de la zona de estudio

1.1.2.1. Altitud

La zona de estudio en cuestión cuenta con una altitud promedio de 284 msnm.

1.1.2.2. Clima, Topografía, Suelo y Sismología

1.1.2.2.1. Clima

La zona registra una temperatura máxima media de 30°C, temperatura media de 28°C y temperatura mínima media de 24°C, con una humedad relativa media de 87%, con una precipitación pluvial anual de 450 mm que se inician con mayor frecuencia en el mes de diciembre, prolongándose hasta el mes de abril.

Factores Naturales

Temperatura : 26°C – 38.6°C, variación diurna del clima 8°C.
 Humedad Relativa : 77% - 80%
 Estaciones : Poca variación
 Precipitación : Promedio anual de 1,157 mm, siendo los meses de diciembre hasta abril la de mayor intensidad.
 Radiación Solar : Poco intercambio de calor, difusa.

1.1.2.2.2. Topografía

La topografía de las localidades de La Marginal es irregular y ondulada en la parte urbana y accidentada en las riberas.

El suelo predominante en la zona del proyecto, es del tipo franco arcilloso con presencia de agregados, que hacen del suelo un terreno duro y compacto.

1.1.2.2.3. Suelo

El suelo predominante en la zona del proyecto, es del tipo (CL) Arcilla inorgánica de mediana plasticidad, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); según el estudio de suelos realizado para el diseño, se tiene una capacidad portante del suelo de 0.90 kg/cm².

1.1.2.2.4. Sismología

El distrito de Cuñumbuqui se encuentra ubicado dentro del ámbito de la zona II de sismicidad (Según el Reglamento Nacional de Edificaciones E-030-97), que corresponde a la zona de sismicidad media.

El Centro de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), indica que las manifestaciones sísmicas de esta región están vinculadas directamente a fallas geológicas superficiales o de reciente formación, que forman parte de la tectónica, que conforma la cordillera de los andes, desde tiempos pasados, la que se encuentra en pleno proceso de levantamiento.

1.1.3. Vías de Comunicación

Para llegar a la localidad, el punto de partida es la ciudad Tarapoto desde donde se va aproximadamente 19.50 kilómetros de la Carretera Marginal Norte (Figura 4). La localidad se encuentra en el margen de la Carretera Marginal Norte.

RUTA	DISTANCIA	TIEMPO	TIPO DE VÍA
Tarapoto – La Marginal	19.50 km	20 min, en automóvil	Carretera asfaltada

1.1.4. Desarrollo Urbano y Vivienda

El distrito de Cuñumbuqui fue creado mediante Ley N° 7848 del 16 de octubre de 1933, en el gobierno del Presidente Oscar Raimundo Benavides. El presente estudio tomó en consideración los datos poblacionales pertenecientes a dichas Localidades mencionadas.

Para calcular datos sobre el número de habitantes tanto en el ámbito urbano y rural, y sus respectivas proyecciones, calculados bajo criterio de un crecimiento aritmético, utilizamos la siguiente ecuación:

METODO ARITMETICO						
$P = P_o * (1 + r * t / 100)$						
PROYECCION DE LA POBLACION (Hab)						
METODO	2018	2019	2020	2021	2022	2038
POBLACION	814	822	830	838	847	977
VIVIENDAS	148	149	151	152	154	178
NOTA: Se eligió el metodo Aritmetico para proyectar la poblacion demandante, ya que la localidad en estudio son relativamente jovenes y tiene una alta tasa de inmigración de habitantes de la costa y sierra hacia la zona en estudio, esto hace ver que la poblacion esta en desarrollo aceleradamente producto del comercio, ganaderia y agricultura, en las ultimas decadas se ha implementado a la localidad con centros educativos, inicial, primaria y secundaria, tambien existen campos deportivos, parques, centros de salud, etc que permite que la localidad se desarrolle adecuadamente.						

Figura 1. Proyección Poblacional por el Método Aritmético. (Fuente: Elaboración Propia)

1.1.5. Actividad Económica

La estructura económica de la localidad de La Marginal, perteneciente al Distrito de Cuñumbuqui, Provincia Lamas se caracteriza por ser predominante la agricultura, ganadería, caza y silvicultura. La actividad comercial del distrito se basa en la comercialización de productos agrícolas realizada por comerciantes locales rescatistas – acopiadores que a la vez comercializan productos agroindustriales y manufacturados, dicho sector absorbe al 8.2% de la población. La oferta de servicios orientada a la actividad turística es mínima por falta capacitación y escasez de recursos financieros para implementar infraestructuras con potencial para tal fin. El centro poblado mencionado está compuesto por 148 viviendas aproximadamente, siendo el promedio familiar de 5.5 miembros por familia, lo que hace un total de 814 habitantes en la Localidad de La Marginal.

Servicios Públicos y Privados: Existen organizaciones como la Junta Vecinal, el Club de Madres y el Comité de Vaso de Leche.

En el siguiente cuadro, se muestra las principales instituciones públicas y privadas presentes en la localidad de La Marginal.

Tabla 1

Principales Instituciones Instaladas en la Localidad de La Marginal

Instituciones	Cantidad
Agencia Municipal	01
Parroquia	01
Institución Educativa Inicial	01
Institución Educativa Primaria.	01

Fuente: Elaboración propia

1.1.6. Educación

El nivel de educación en la localidad de La Marginal se encuentra por debajo de los estándares mínimos establecidos por el ministerio de educación, esto debido a las malas condiciones que presentan las instituciones educativas: infraestructuras inapropiadas y equipamiento deteriorado, en la actualidad existen una institución educativa. El nivel de aprendizaje de los alumnos es bajo, existe poco interés de los mismos por continuar sus estudios superiores, esto como resultado del bajo nivel educativo y de la mala alimentación.

1.1.7. Salud

Los servicios de Salud en el distrito y comunidades rurales aledañas se presentan a través de un centro de Salud, ubicado en la localidad de Cuñumbuqui que es la más cercana y en la ciudad de Tarapoto.

1.2. Trabajos Previos

1.2.1. Antecedente Internacional

(Ampié, D. y Masis, A. 2017). Propuesta de diseño hidráulico a nivel de pre factibilidad del sistema de abastecimiento de agua potable y saneamiento básico de la comunidad Paso Real, municipio de Jinotepe, departamento de Carazo. (Tesis de Pregrado), Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua. Managua-Nicaragua.

El resumen es el siguiente:

El presente tema investigativo tiene por objetivo la propuesta de diseño hidráulico a nivel de pre factibilidad del sistema de abastecimiento de agua potable y saneamiento básico para mejorar la calidad de la comunidad Paso real. Los datos y recopilación de información se obtuvieron de:

Instituciones gubernamentales como: Alcaldía de Jinotepe, Ministerio de Salud (MINSa), Empresa Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ENACAL). También se utilizó la norma de diseño de abastecimiento de agua potable en el medio rural donde se obtuvieron los parámetros de diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable.

La comunidad Paso Real se ubica al suroeste de Jinotepe a 20.5 km del casco urbano y se localiza regionalmente en la cuenca 68 y localmente dentro de la subcuenca Río Grande, formando parte del drenaje de la Vertiente del Pacífico. Dicha comunidad consta con una población de 279 habitantes; estos se dedican a actividades como es la agricultura, es decir, siembra de granos básicos, cebolla, chiltoma, etc. Y la ganadería. (Alcaldía de Jinotepe, 2016)

Este trabajo presenta los siguientes capítulos:

Primeramente, se tiene el planteamiento de la investigación, el problema, la justificación, los objetivos, además el marco teórico y aspectos metodológicos.

El capítulo I aborda el diagnóstico socio demográfico de la comunidad paso real y de la situación actual de la fuente de abastecimiento.

El capítulo II ofrece el diseño hidráulico del sistema de agua potable y saneamiento básico.

El capítulo III Costo del diseño.

Las conclusiones son:

Se diagnosticó el sistema de abastecimiento de agua potable en la comunidad Paso real, esta cuenta solo con una fuente subterránea que produce 40 gpm y su vital líquido es extraído por medio de un sistema de bombeo artesanal.

Se propone un diseño hidráulico que constará con un sistema Fuente-Tanque-Red, este beneficiará una población inicial de 304 habitantes con una proyección a 20 años este será

de 630. Dicho sistema cuenta con diferentes diámetros para tener una mejor calidad en las presiones cumpliendo con la Norma técnica de agua potable para las zonas rurales, la velocidad de dicha red no cumple con el rango estipulado en la normativa por lo que se instalaran válvulas de aire para un mejor abastecimiento. También se propone saneamiento básico en el diseño de letrina de hoyo seco ventilado debido a su rápida construcción y a que esta previene la acumulación de bacterias e insectos en su interior.

Se estimó el costo total del sistema de abastecimiento de agua potable y letrina de hoyo seco ventilado, teniendo como base el catálogo de etapas y sub etapas del FISE, dicho costo será de C\$ 1, 592, 161.76

(Mata, J. 2014). *Comparativa técnica, operativa y financiera entre un sistema de velocidad variable y un tanque elevado en el abastecimiento de agua potable*. (Tesis de Pregrado), Universidad Nacional Autónoma de México. México.

El resumen es el siguiente:

Hoy en día, desarrollar e investigar cualquier tema relacionado al agua potable, es hablar de un tema de primer orden debido a los serios problemas de escasez en partes del país y del mundo, aunado a la sobredemanda y desperdicio que se tiene del agua. Analizar los diferentes métodos de abastecimiento a una población y buscar los beneficios que uno pueda tener sobre el otro en cierto escenario, permite aclarar los factores que intervienen y las razones que los propician; y así poder elegir el que más convenga en las diferentes regiones y necesidades donde se pretenda abastecer agua potable. A través de varios capítulos, esta tesis desglosa las variables que dan lugar a las diferencias técnicas, operativas y económicas entre un tanque elevado y un sistema de velocidad variable como métodos de abastecimiento. Buscando que la comparativa logre demostrar que uno de los métodos satisface de mejor forma las necesidades de una población y así garantizar el servicio durante un mayor periodo.

Las conclusiones son:

Las razones expuestas en esta investigación no buscan desacreditar o enaltecer alguno de los métodos utilizados comúnmente en el abastecimiento de agua, tal como se menciona con anterioridad. El espíritu de este trabajo fue realizar un análisis objetivo que oriente y ayude a todo aquel que realice una comparativa entre los métodos de abastecimientos comúnmente utilizados y así poder elegir el más eficaz.

Después de haber realizado la comparativa, resulta muy fácil concluir que el sistema de velocidad variable es mucho más eficiente tanto operativa como económicamente cuando se compare contra un tanque elevado. Por tanto, se autorizó y se encuentra en proceso de

construcción el sistema de velocidad variable como sistema de bombeo secundario para resolver el abastecimiento de agua potable en el desarrollo en cuestión. Y se puede asegurar que en la mayoría de los casos que se haga una comparativa similar, el sistema de velocidad variable presentará mayores ventajas.

En muchos casos, no sólo la evaluación técnica, operativa y económica son todas las variables y es posible determinar que método es mejor. En ocasiones existen variables sociales o sencillamente de reglamento (dependiendo el municipio y/o estado de la República) que determinarán la elección de un método sobre el otro. Nunca se debe perder la esencia del abastecimiento de agua potable en cualquiera de los métodos, que es abastecer de agua potable a una población de manera continua, con el gasto, calidad y presión necesaria para que puedan realizar sus actividades de manera satisfactoria.

(Alvarado, P. 2013). *Estudios y diseños del sistema de agua potable del barrio San Vicente, parroquia Nambacola, cantón Gonzanamá. (Tesis de Pregrado), Universidad Técnica Particular de Loja. Ecuador.*

El resumen es el siguiente:

Los servicios básicos de los que dispone la comunidad de San Vicente no permiten que su condición de vida sea de calidad, debido a la falta de infraestructura en lo referente a los servicios básicos de agua potable.

El proyecto desarrollado a continuación consiste en la construcción de un Sistema de Agua Potable que brindará el servicio a 55 familias que viven en la comunidad indicada. Para esto se ha realizado los diseños del sistema de infraestructura hidrológica, ambiental, económica e hidráulica proyectada a 20 años, actualmente la comunidad cuenta con 202 habitantes y en la vida útil del sistema se tendrá una población final de 251 habitantes.

El aporte del Estudio de Impactos Ambientales, se concluye que no existe un impacto negativo de consideración, ya que no afecta ni a la flora, ni a la fauna del ecosistema. Los parámetros analizados en el estudio técnico económico como son el VAN, TIR y Beneficio/Costo arrojan resultados favorables para la ejecución del proyecto de Agua Potable en la comunidad indicada.

Las conclusiones son:

La realización de este tipo de proyectos, favorece a la formación profesional del futuro Ingeniero Civil, ya que permite llevar a la práctica la teoría, adquiriendo criterio y experiencia a través del planteamiento de soluciones viables a los diferentes problemas que padecen las comunidades de nuestro país.

Con el buen uso y mantenimiento adecuado del proyecto, se beneficiará a las futuras generaciones.

El presente estudio se constituye la herramienta fundamental para la ejecución o construcción, será posible implementar un sistema de abastecimiento para la comunidad de San Vicente, que cumpla las condiciones de cantidad y calidad y de esta manera garantizar la demanda en los puntos de abastecimiento y la salud para los moradores de este sector.

De las encuestas socio-económicas aplicadas se determinó: de la población mayor de 6 años, el 4% son analfabetos, y quienes saben leer y escribir representa el 96%, la principal actividad económica es la ganadería 74% de la población y los ingresos promedio familiar fluctúan de 50 dólares mes.

En la determinación de la población futura del proyecto, primeramente, se procedió a realizar una encuesta socio – económica a todas las familias del barrio San Vicente. Obteniéndose 202 habitantes a servir además existen un establecimiento escolar con una población estudiantil de 22 alumnos más 2 profesores.

El tipo de suelo donde se implantará la captación y planta de tratamiento, se encuentra formado de granos finos de arcillas inorgánicas de baja plasticidad y con una carga admisible de 0.771 kg/cm² y 1.20 kg/cm² respectivamente lo que presenta una buena resistencia.

En la normativa ecuatoriana NTE INEN 1 108:2006 y de acuerdo a los resultados obtenidos en los respectivos análisis físico – químico y bacteriológico, se observa que en las dos muestras los límites permisibles de los gérmenes totales se encuentran fuera del rango; por tal motivo se eligió la desinfección como único tratamiento, y los parámetros restantes físico – químicos como es pH, turbiedad, dureza y sólidos totales cumplen con los requerimientos de la normativa.

La línea de aducción del sistema de abastecimiento de agua potable se diseñó con tubería de Policloruro de vinilo (PVC) de diámetro de 1” (32 mm), la velocidad se encuentra en el rango recomendados por la normativa ecuatoriana de 0.45 – 2.5 m/s.

Con la finalidad de garantizar un óptimo funcionamiento hidráulico, se han diseñado obras especiales como pasos elevados; así también la instalación de obras de arte: válvulas de desagüe, válvulas de aire, tanques rompe presión, cuyos diseños y dimensiones se encuentran especificadas en los planos respectivos (Lámina 23).

Las pérdidas de carga se determinaron aplicando las ecuaciones de Hazen– Williams y Darcy Weisbach, de las cuales se eligió trabajar con la segunda porque sus resultados son más conservadores.

Las variaciones de presión que genera un golpe de ariete puede dañar los elementos de un sistema de abastecimiento de agua potable, y por esta razón se calculó la sobre presión con la finalidad de controlar este fenómeno.

Para tratar la potabilización del agua del barrio San Vicente, se diseñó la planta de tratamiento; que consta de: dos filtros lentos, unidad de cloración y tanque de reserva con capacidad de 15 m³. Cabe destacar que de acuerdo a la normativa ecuatoriana se debería diseñar un filtro lento descendente según la población que tenemos, pero se han colocado dos unidades por cuestiones de mantenimiento.

La desinfección mediante el equipo Provichlor Tab 3 es un sistema innovador y económico, su operación y mantenimiento es muy sencilla, lo que garantizará el manejo adecuado y oportuno del operador.

Las conexiones domiciliarias y sistemas de medición se colocarán en toda la comunidad y se deberá considerar una toma domiciliaria por cada predio con una tubería de 20 mm de diámetro (1/2”).

En el estudio de Impacto Ambiental se deduce que el proyecto no poseerá incidencia significativa en lo que se refiere a la alteración de la fauna y flora del lugar.

Del análisis financiero y económico tenemos:

Resultado del Análisis Financiero	Decisión
Tasa Interna de Retorno (TIR) = 22.07%	Positivo (TIR > TSD*). Se acepta
Valor Presente Neto (VAN) = \$88 950.82	Positivo (VAN > 0) Alternativa más conveniente
Relación costo – beneficio = 1.93	C/B > 1. Se acepta

*TSD (Tasa de descuento) = 10 %.

Resultado del Análisis Económico	Decisión
Tasa Interna de Retorno (TIR) = 33.81%	Positivo (TIR > TSD*). Se acepta

Valor Presente Neto (VAN) = \$181 280.62	Positivo (VAN > 0) Alternativa más conveniente
Relación costo – beneficio = 2.71	C/B > 1. Se acepta

*TSD (Tasa de descuento) = 10 %.

De lo expuesto anteriormente en los resultados del análisis financiero y económico, los valores nos indican que el proyecto es económicamente y financieramente rentable.

El costo total del estudio y diseño del sistema de agua potable del Barrio San Vicente asciende a \$ 89 646.96 no incluye IVA.

Se ha calculado una tarifa referencial que será de \$ 3.30 por usuario siempre que no exceda los 14 m³ mensuales.

Se entregará al Gobierno Autónomo Municipal de Gonzanamá un manual de operación y mantenimiento para que lo imparta al operador y se cumpla con lo establecido.

(Chiquin, E. 2009). *Diseño de Sistema de Abastecimiento de Agua Potable del área urbana, del Municipio de San Pablo, Tamahú, departamento de Alta Verapaz.* (Tesis de Pregrado), Universidad de San Carlo de Guatemala. Guatemala.

El resumen es el siguiente:

En el presente trabajo de graduación, se desarrolla el proyecto denominado: “Diseño de sistema de abastecimiento de agua potable, del área urbana, del municipio de San Pablo Tamahú, departamento de Alta Verapaz”.

En el sector del área urbana existe en la actualidad un sistema de abastecimiento que cubre casi en su totalidad a todas las familias del lugar, pero se cuenta con el principal problema que la misma ha sobrepasado su periodo de diseño ya que fue construido hace aproximadamente 50 años y debido a esto se puede observar fugas de agua tanto en los tanques como en las tuberías instaladas, por lo tanto, se ha considerado realizar un nuevo diseño.

El diseño se basa en parámetros y normas para sistemas de abastecimientos de agua potable de la república de Guatemala. Se tomaron en consideración factores tales como: Calidad de agua, período de diseño, tasa de crecimiento poblacional, dotación, presiones y velocidades (máximas y mínimas), sistema de desinfección, etc. El diseño de la red de distribución comprende una combinación de ramales abiertos y circuitos cerrados utilizando el método de Hardy Cross.

Con el nuevo diseño se dará una cobertura total a las familias del sector y se mejorará por completo el sistema actual. El costo de ejecución del mismo asciende a Q 1, 076,191.24, para ser ejecutado en un período de siete meses.

Las conclusiones son:

El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) tiene como fin primordial; contribuir con el desarrollo comunitario, brindando el apoyo técnico necesario a diversas instituciones gubernamentales y no gubernamentales. Para el estudiante es una fuente de crecimiento tanto en experiencia como en adquisición de criterios para la solución de proyectos reales.

El diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el área urbana del municipio de San Pablo Tamahú, A.V. funcionará por gravedad y está diseñada para abastecer en el año 2,029 a 1,935 habitantes, tomando en cuenta la calidad y cantidad de agua de la fuente de abastecimiento.

El caudal de aforo calculado en la fuente de abastecimiento fue de 26.64 lts/seg, pero debido a que se realizó en el mes de febrero se determinó un 70% del caudal calculado por motivo de sequía en época de verano, quedando al final un caudal de 18.65 lts/seg.

De acuerdo a los resultados obtenidos en el examen bacteriológico, el agua de la fuente de abastecimiento no es completamente potable, por lo que existe la necesidad de tratar el agua antes de su consumo.

Mediante la evaluación socio-económica, se determinó que la inversión inicial (Q 1, 076,191.24) no es recuperable y ésta deberá ser proporcionada por alguna institución sea o no gubernamental para su ejecución. Los gastos de operación y mantenimiento del sistema serán auto sostenibles con la contribución vecinal establecida.

Los presupuestos y cronogramas de ejecución establecidos en este trabajo de graduación, son una referencia y no se deben tomar como definitivas, debido a que estos, están sujetos a cambios económicos.

(López, R. 2009). *Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para las comunidades Santa Fe y Capachal, Píritu, estado Anzoátegui*. (Tesis de Pregrado), Universidad de Oriente. Puerto de la Cruz-Venezuela.

El resumen es el siguiente:

En este trabajo se diseñó el sistema de abastecimiento de agua potable de las comunidades de Santa Fe y Capachal. Para tal diseño se realizaron cálculos de hidráulica, estableciéndose como parámetro fijo el número de habitantes a los cuales se les prestará el servicio, determinándose el caudal aproximado que requieren esas comunidades, y así, poder satisfacer las necesidades domésticas de esas poblaciones. Conocido el caudal necesario se

estudió la proyección y distribución de la tubería con el fin de determinar las pérdidas que deben vencer las bombas para poder seleccionarlas dependiendo de las especificaciones técnicas del fabricante. Y, por último, simular el sistema con el programa PIPEPHASE 8.1 para poder verificar el funcionamiento del mismo y obtener unos resultados más satisfactorios. En el diseño del sistema se obtuvieron los siguientes resultados:

Una distribución apropiada del caudal en cada comunidad lo cual garantiza el suministro diario requerido.

Las bombas seleccionadas fueron las centrífugas, debido a que es un tipo de máquina más versátil y puede mover grandes o pequeñas cantidades de agua a una gama muy grande de presiones.

Las conclusiones son:

El caudal del río (258 l/s) en la temporada de sequía es suficiente para satisfacer y asegurar el abastecimiento de agua a las comunidades durante todo el año.

La red de tuberías propuesta en este trabajo tiene como objetivo principal que el sistema no generara muchas pérdidas de carga ya que estas comunidades no cuentan con una buena red de energía eléctrica, por lo que las bombas no pueden ser de mucha potencia.

La bomba que se seleccionó para cada sistema fue de mayor potencia a la requerida por dicho sistema, ya que el fabricante tiene una gama de potencias fijas, a las cuales hubo que ajustarse a la hora de la selección.

La alcaldía de Píritu colocó un tanque de 100 m³ en cada población por razones presupuestarias.

Se seleccionaron las bombas centrífugas ya que este tipo de máquinas es relativamente pequeña, fácil de transportar, fácil de conseguir y su funcionamiento e instalación es simple en comparación con otro tipo de bomba.

Con el programa de simulación PIPEPHASE 8.1 se pudo comprobar el funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua y realizar algunas modificaciones al mismo para mejorar su eficiencia.

1.2.2. Antecedentes Nacionales

(Concha, J y Guillén, J. 2014). *Mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable, urbanización valle esmeralda, distrito de pueblo nuevo, provincia y departamento de Ica*. (Tesis de Pregrado), Universidad San Martín de Porres. Lima-Perú.

El resumen es el siguiente:

El presente trabajo surge de la necesidad de dar solución a los problemas existentes en la captación de agua potable que afectará a la futura urbanización Valle Esmeralda, debido al

crecimiento de la población y a la antigüedad del sistema de suministro (mediante agua subterránea), que generaría un abastecimiento interrumpido en determinados instantes en la población, que incluso se ve condicionada su situación sanitaria en un futuro no muy lejano. Es así como se prevé mediante el análisis de dos alternativas, el mejoramiento y ampliación del sistema de suministro actual para el sistema de abastecimiento de agua potable, con el propósito de satisfacer la demanda de agua total, para la Urb. Valle Esmeralda. Como primer análisis y alternativa se tiene proyectado la profundización del pozo tubular ya existente, debido al posible descenso de la napa freática. Esto como consecuencia de la explotación del recurso hídrico subterráneo en los últimos diez años. El análisis y alternativa evalúa la posibilidad de proyectar una nueva obra de captación para el sistema de abastecimiento de agua, para cada uno de sus componentes, desde la ubicación del nuevo pozo, la bomba sumergible, potencia de la bomba, y demás componentes que cumplan los requerimientos que la demanda futura amerite.

Las conclusiones son:

Se calculó el caudal del diseño, siendo este de 52,65 lts/seg.

Se observó mediante la prueba de verticalidad que el pozo IRHS 07 está ligeramente torcido. La tubería ciega se encuentra en estado de degradación por el tiempo de vida del pozo IRHS 07.

Mediante el método geofísico se pudo interpretar que el basamento rocoso se encuentra a partir de los 100 m, por lo que se podría profundizar el pozo existente hasta los 90 m.

(Alegría, J. 2013). *Ampliación y mejoramiento del Sistema de agua potable de la ciudad de Bagua Grande*. (Tesis de Pregrado), Universidad Nacional de Ingeniería. Lima-Perú.

El resumen es el siguiente:

La presente tesis desarrolla la solución al problema del saneamiento básico que atraviesa la ciudad de Bagua Grande, para lo cual el Gobierno Regional como el Gobierno Local dieron inicio al perfil del presente proyecto (código SNIP 5545) el cual fue aprobado el 20 de octubre del 2003. Considerando que el monto de inversión superó los S/. 10'000,000, desarrollaron el Estudio de Factibilidad que fue aprobado el 10 de julio del 2006 y finalmente el 20 de octubre del 2006 la Dirección General de Programación Multianual otorgó la viabilidad del mismo. Los aspectos generales desarrollados en el Primer Capítulo, concentra algunos aspectos vinculados con el proyecto, se determina la población beneficiada, se realiza el diagnóstico de la situación actual del sistema y se establecen los objetivos del proyecto.

El Segundo Capítulo se procede a desarrollar un análisis de alternativas basado sobre la propuesta indicada en el Estudio de Factibilidad.

El Tercer Capítulo denominado Estudio de Población y Demanda, se determina cuantitativamente la demanda y la oferta de los servicios que brindará el proyecto.

El Cuarto Capítulo denominado Descripción Técnica del Sistema Proyectado, se mencionan los componentes desarrollados. Para el sistema de agua potable se cuenta con los siguientes componentes: captación, línea de conducción de agua cruda, cámaras reductoras de presión, planta de tratamiento de agua, cámara de contacto de cloro, cisterna, estación de bombeo, línea de impulsión, reservorios, línea de conducción de agua potable, válvulas reductoras de presión, cámaras repartidoras de caudal y redes de agua potable.

En el Quinto Capítulo se presentan los Costos y Presupuestos a fin de brindar información sobre los costos que involucra la construcción de los diferentes componentes mencionados en el capítulo precedente.

En el Sexto Capítulo se presentan las Conclusiones, Recomendaciones y Bibliografía, siendo la principal conclusión la mejora de las condiciones de vida de la población de la ciudad de Bagua Grande; de la misma forma se adjunta los Anexos de los diversos cálculos realizados en el diseño de los diferentes componentes.

Las conclusiones son:

El presente documento ha tomado en consideración los criterios y análisis seguidos en la etapa de pre inversión a fin de validar los diseños definitivos realizados en la etapa de inversión.

Con la ejecución del proyecto se beneficiarán al inicio a 28,973 habitantes del área de influencia del proyecto y 48,694 habitantes al final del mismo. Siendo estos beneficios, entre otros, los siguientes:

Disminución de la frecuencia de casos de enfermedades gastrointestinales, parasitosis y dérmicas.

Mejora del ingreso económico familiar.

Mejora en las condiciones de vida de la población de la ciudad de Bagua Grande.

Las cotas establecidas en las diversas estructuras que se indican en el presente documento, son definitivas. En tal sentido, durante la ejecución de las obras se deben respetar dichos valores a fin de garantizar el correcto funcionamiento del sistema.

El monto de inversión del sistema de agua potable asciende a S/. 12'878,430.02 incluido IGV., con precios vigentes al 31.08.2007.

Desde el punto de vista ambiental, la ejecución del proyecto no generará impactos negativos en el medio ambiente, muy por el contrario, traerá beneficios positivos en el mismo, contribuyendo a mejorar la salud de la población, la calidad del aire, del agua y del suelo.

(Miranda, C. 2013). *Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua potable y tratamiento de Desagüe para el distrito de Characato*. (Tesis de Pregrado), Universidad Católica de Santa María. Arequipa-Perú.

El resumen es el siguiente:

El presente estudio consiste, en el desarrollo de un proyecto integral de abastecimiento de agua potable, alcantarillado y planta de tratamiento para el distrito Tradicional de Characato, distrito ubicado en la ciudad de Arequipa-Perú, y de 2 reservorios para una mayor capacidad que implique el mejoramiento del sistema e incremento de la capacidad de agua, el alcantarillado para la evacuación de las aguas servidas con su respectiva planta de tratamiento, evitando la contaminación del distrito por tal motivo serán beneficiados principalmente los pobladores recientes que no cuentan con el servicio de agua y alcantarillado en tanto se espera mejorar las condiciones de vida de los estratos más bajos referidos en términos socio-económicos.

El proyecto consiste en lo siguiente:

Definir la fuente de agua más conveniente.

Diseñar la línea de conducción.

Diseñar el reservorio apropiado para el almacenamiento.

Diseñar la línea de alimentación y la red de distribución de agua.

Diseñar la red de alcantarillado.

Diseñar y definir el sistema de la planta de tratamiento de aguas servidas en el distrito tradicional de Characato y evitar la contaminación.

Del desarrollo de la tesis se pudo determinar lo siguiente:

Sistema de abastecimiento de agua:

La captación del agua es realizada por el manantial de afloramiento tipo ladera correspondiente al ojo del Milagro ubicado en el Distrito de Characato, Arequipa-Perú, almacenada en una cámara de captación con dimensiones de 3.30 x 3,30 x 1.70m.

Transportada por la línea de conducción a una distancia de 454.28 m. conformado por tuberías PVC C-5 de 4" de diámetro, 01 válvulas de aire, válvulas de purga. Llegando a ser almacenada el agua en un reservorio circular de concreto R-1 armado para un volumen de 500 m³ con caseta de válvulas. Saliendo por la línea de aducción con la tubería PVC A-5 de 6" de diámetro y una longitud de 628.87 m. para poder distribuir el agua potable a la parte

baja del estudio, a través de redes de tubería PVC A-5 de 6", 4", 3" y 2". Además, consta de una línea de impulsión desde R-1 hasta el R-2 reservorio del cual por una línea de aducción de 42.74 m. distribuye la parte alta del estudio. Este sistema de abastecimiento dotará a una población de 4580 habitantes.

El presupuesto es de S/. 2, 401,961.62 Nuevos Soles.

Sistema de alcantarillado y Plantas Compactas para Tratamiento de Aguas Residuales:

El agua residual es transportada por colectores con tuberías PVC S – 25 de 8" de diámetro, conformado por buzones con diámetros interior de 1.20 m. y 1.50 m.

Llevadas hacia el emisor con tuberías PVC S – 25 de 8" de diámetro.

El sistema de aguas residuales para los sectores de San Francisco y Cacapata consta de la instalación de 02 unidades de Plantas Compactas para Tratamiento de Aguas Residuales, con una capacidad de procesamiento de 160 m³/día y 80 m³/día para una población de 456 habitantes y 131 habitantes respectivamente; estas plantas de tratamiento serán puestos en funcionamiento según el crecimiento de la población.

El presupuesto es de S./ 4,132,106.41 Nuevos Soles.

Sistema de la Planta de tratamiento Lagunas de Estabilización:

El sistema de Tratamiento de aguas Residuales de mayor magnitud consta de Lagunas de Estabilización (Primarias y Secundarias), que atenderá a 4030 habitantes.

El presupuesto es de S/. 370,092.01 Nuevos Soles

Sistema integral:

Conformado por el sistema de agua potable, alcantarillado y plantas de tratamiento cuyo Presupuesto de costo total incluido IGV es de s./8,146,908.85 y el plazo de ejecución total de la obra es de 553 Días calendario.

Las conclusiones son:

De los estudios de suelos realizados se determinó, según la clasificación SUCS, que el tipo de suelo en las diferentes zonas es GP en la zona del reservorio R-1 suelos de grava pobremente graduada y la Capacidad Portante es de 3.9 kg/cm²., en la zona de la Plaza de Armas del distrito Tradicional de Characato es GP-GM suelo de grava mal graduada con limo, en la zona de la calle Grau es GP suelo de grava pobremente graduada, en la zona de la calle Moquegua es GM suelo de grava con finos y en la zona de las Lagunas de Estabilización es GP-GM suelo de grava mal graduada con limo.

El distrito Tradicional de Characato tiene una población actual de 4000 habitantes y se consideró una población de diseño de 4580 habitantes mediante los Métodos de Interés Simple y el Método Geométrico.

Mediante la ejecución del Proyecto Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable y Tratamiento de Desagüe para el distrito de Characato se mejorará las condiciones de vida y salubridad de la población con agua de buena calidad y un adecuado servicio de alcantarillado.

El agua proveniente del Manantial ubicado en las coordenadas Norte 8178005, Este 237810, con una elevación de 2573 msnm, esta apta para el consumo humano, según el análisis físico-químico y bacteriológico, y según las comparaciones hechas con las normas nacionales, así como con las normas internacionales.

La Línea de Conducción será de material PVC de 4" de diámetro y abastecerá por gravedad al reservorio cilíndrico R-1.

Se impulsará el agua del Reservorio cilíndrico de 500 m³ R-1 al Reservorio rectangular R-2 de 15 m³ mediante una bomba de 6 HP de potencia y una ADT de 47 mts, la línea de impulsión tendrá una longitud de 282.18 mts. aproximadamente, y estará compuesta de una tubería de PVC con un diámetro de 4".

El Reservorios Proyectados tendrán un volumen de 500 m³ y de 150 m³ de capacidad y se ubicará en una elevación de 2537.23 m.s.n.m. y de 2576 m.s.n.m. respectivamente.

La Línea de Aducción será de material PVC de 4" de diámetro y abastecerá por gravedad a la Red de Agua Alta y Baja.

Del análisis de los resultados de los cálculos hechos en la red de agua utilizando la fórmula de Hazen y Williams y la de Darcy Weisbach, podemos concluir que no existen diferencias sustantivas entre una y otra, por lo que siendo la primera más conservadora que la segunda y otorga un mayor rango de seguridad, considero que debe de utilizarse la fórmula de Hazen y Williams.

Si se trataría de otro fluido que no sea el agua es necesario realizar los cálculos con la fórmula de Darcy Weisbach ya que es diseñado para cualquier tipo fluidos.

Se ha encontrado que es difícil asegurar la velocidad mínima de 0.3 m/s dentro de los tramos de las tuberías de distribución, por eso se asegura la presión por encima de 10 m.c.a. en los tramos finales.

En la red de Distribución de agua las tuberías son de PVC y tendrán un diámetro de 6" 4" ,3" y 2".

A unos 60 mts. antes de la distribución de agua potable del sector de San Francisco se utilizará una válvula reductora de presión para reducir la presión de una mayor a una presión más baja que se mantenga las 24 horas del día.

Para el modelamiento del sistema de alcantarillado con el programa SewerCad representa fielmente el proceso a llevar a cabo utilizando la información de las cotas, demanda, coeficiente de rugosidad (Manning), diámetros, longitud de la tubería para luego correr el programa y verificar las velocidades obteniendo mayores a 0.3 m/s, el tirante hidráulico de la tubería \leq al 75% del diámetro y la tensión tractiva debe ser mayor a 1 pero por el poco caudal transcurrido por las tuberías y el diámetro de 8" hace que no supere el valor de 1 por lo cual aseguramos con la velocidad que transcurre para tener un mejor arrastre de las aguas residuales.

El Sistema de Alcantarillado será por gravedad con un diseño convencional el cual consta de una red de 8" de diámetro, se conducirá hacia la planta de tratamiento de Lagunas de Estabilización.

El Sistema de Alcantarillado del sector de San Francisco y del sector de Cacapata será por gravedad con un diseño convencional el cual consta de una red de 8" de diámetro, se conducirá hacia las plantas compactas de tratamiento de aguas residuales.

El objetivo principal del tratamiento de agua residual es depurar el agua residual hasta unos niveles acordes con las recomendaciones vigentes de la OMS (Organización Mundial de la Salud) y proporcionar una correcta integración de esta agua residual con el entorno, además de obtener los mejores rendimientos posibles. El cumplimiento de este objetivo está condicionado por la correcta realización de la operación y el mantenimiento de las diferentes etapas que conforman el sistema de tratamiento.

Las Lagunas de Estabilización constituyen un método extremadamente eficiente y altamente rentable para el tratamiento de aguas residuales urbanas debido a su bajo costo de inversión (salvo en algunos casos de requerimiento de terreno), a los bajos costos de operación, a su habilidad para asimilar cargas orgánicas fluctuantes y a su éxito en la eliminación de elementos patógenos.

Mediante la ejecución del Proyecto Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable y Tratamiento de Desagüe para el distrito de Characato se reducirá los elevados índices de enfermedades gastrointestinales y parasitarias, y elevará las condiciones de vida y salubridad de la población con agua de buena calidad y un adecuado servicio de alcantarillado.

Mediante la ejecución del Proyecto Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable y Tratamiento de Desagüe para el distrito de Characato se reducirá los elevados índices de

enfermedades gastrointestinales y parasitarias, y elevará las condiciones de vida y salubridad de la población con agua de buena calidad y un adecuado servicio de alcantarillado.

(Lossio, M. 2012). *Sistema de abastecimiento de agua potable para cuatro poblados rurales del distrito de Lancones*. (Tesis de Pregrado), Universidad de Piura. Piura-Perú.

El resumen es el siguiente:

El propósito del presente trabajo de tesis es contribuir técnicamente, proponiendo criterios de diseño para sistemas de abastecimiento de agua similares en zonas rurales de nuestro ámbito regional, teniendo en cuenta las normas nacionales y la experiencia de diseño, construcción, evaluación y transferencia de sistemas rurales de abastecimiento de agua que en los últimos años ha desarrollado la Universidad de Piura. Se ha utilizado la tecnología solar fotovoltaica como una buena alternativa de aplicación en estas zonas de características tan particulares donde la energía solar ofrece mayores ventajas frente al uso de otros tipos de energía.

También se ha realizado una evaluación de la sostenibilidad económica del proyecto y del impacto ambiental con las respectivas medidas de mitigación. Además, se ha resaltado la importancia de la participación comunitaria en la gestión, administración, operación y mantenimiento del servicio de agua, no sólo para garantizar la viabilidad y sostenibilidad del proyecto, sino también, porque queda sentada una base sólida de organización para que en el futuro la población pueda gestionar nuevos proyectos que impulsen el desarrollo de su comunidad.

Las conclusiones son:

Formulando programas de obras en zonas rurales y construyendo obras adecuadas a los entornos del medio rural, económicos, sencillos y prácticos de operar y conservar, en las cuales se aplique en su mayor parte la tecnología rural, se puede asegurar que el nivel en el suministro de agua potable a las comunidades rurales será el que en justicia les corresponde. En la fase de operación y mantenimiento, el proyecto genera efectos positivos en la salud de la población, pues la población contará con agua potable de calidad que le permitirá realizar todas sus actividades en forma normal y sin ningún riesgo de contraer enfermedades.

La cobertura final y funcionamiento adecuado de las obras realizadas en condiciones estables, así como el monitoreo del área, permitirá visualizar las obras y proceder a algún ajuste si se diera el caso.

(Meza, J.2010). *Diseño de un sistema de agua potable para la comunidad nativa de Tsoroja, analizando la incidencia de costos siendo una comunidad de difícil acceso.* (Tesis de Pregrado), Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima-Perú.

El resumen es el siguiente:

El presente trabajo de tesis consiste en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad para la Comunidad Nativa de Tsoroja, perteneciente al distrito de Río Tambo, Provincia de Satipo, Departamento de Junín. Localidad que no cuenta con acceso terrestre ni fluvial. Lo que implica un incremento en los costos de transporte al lugar de la obra, de materiales de construcción y personal, por el alquiler de helicópteros como medio de transporte aéreo. Hecho que hace necesario el análisis de alternativas de solución contemplando la minimización de costos, considerando el factor transporte como crítico dentro del presupuesto. En primera instancia se diseñó el sistema de abastecimiento de agua potable, considerando toda estructura de concreto armado, al que se denominó, Sistema Convencional. Se observó que era posible optimizar el uso de materiales de construcción utilizando estructuras de materiales alternativos, por lo que se elaboró un nuevo diseño del sistema de abastecimiento al que se denominó, Sistema Optimizado.

Las conclusiones son:

El presente trabajo de tesis presenta el diseño de un sistema de abastecimiento de agua para consumo humano en una comunidad rural de la selva del Perú, que se encuentra aislada geográficamente debido a la falta de vías de transporte adecuado.

El diseño cumple con los requisitos que señala la norma técnica peruana, así como toma en cuenta recomendaciones contenidas en guías para el saneamiento en poblaciones rurales. En base al análisis de costos de dos alternativas de diseño, “sistema convencional” y “sistema optimizado”, se puede concluir que la condición de difícil acceso geográfico en la que se encuentran comunidades nativas en la selva del Perú incide más que duplicando el costo de los sistemas de agua potable.

El diseño hidráulico y el análisis de costos aportan a la evaluación de la factibilidad técnico-económica de sistemas de agua potable en el ámbito rural y al objetivo de reducir la brecha en infraestructura en el país.

Es recomendable la ejecución de obra entre los meses de abril a noviembre, época en la cual la frecuencia de lluvias es menor. Así mismo es pertinente indicar que el avance físico estará de acuerdo a la disponibilidad de la mano de obra, factores climatológicos y remesas oportunas de dinero para la adquisición de los materiales.

1.2.3. Antecedentes Locales

(Reyna, C. 2003). *Abastecimiento de agua potable del distrito de Barranquita*. (Tesis de Pregrado), Universidad Nacional de San Martín. Tarapoto-Perú.

El resumen es el siguiente:

Surge ante la necesidad de solucionar uno de los principales problemas que influye directamente en la salud de la población de barranquita. El presente trabajo plantea captar el agua de la única fuente capaz de abastecer por gravedad, siendo este la quebrada del Negroyacu; llevarlo a la planta de tratamiento que está constituido por una caja de distribución de caudales, cuatro sedimentadores, cuatro filtros lentos, una caja de recolección de agua filtrada y reservorio circular de 250m³. A través de las válvulas compuertas se regulara la alimentación en las redes de distribución para finalmente dotarles de instalaciones domiciliarias a todos los beneficiarios.

Las conclusiones son:

El periodo de diseño del proyecto adoptado es de 20 años.

El cálculo de población futura para 20 años es de 4743 habitantes, este resultado fue obtenido a través del método matemático de crecimiento aritmético.

Se ha considerado una dotación de 150 lt. / hab. / día de acuerdo al reglamento nacional de construcciones.

Los caudales de diseño son

$Q_p = 8.23 \text{ lt. / seg}$

$Q_{m.d.} = 10.70 \text{ lt. / seg}$

$Q_{m.h.} = 16.46 \text{ lt. / seg}$

Las aguas que discurren por la quebrada Negroyacu requieren tratamiento, según el análisis físico químico bacteriológico efectuado por el Ministerio de Salud.

Los elementos del sistema por gravedad adoptado son:

Captación

Línea de conducción

Planta de tratamiento

Una caja de distribución de caudales

Unidades de sedimentación

Unidades de recolección de agua filtrada

Unidades de filtración lenta

Un reservorio apoyado de 250m³ de capacidad

Línea de aducción

Redes y piletas

Redes de distribución

(Arce, P y Saavedra, V.2011). *Diseño del sistema de agua potable y alcantarillado de la comunidad de Nuevo Celendín, distrito de zapatero provincia de Ica*. (Tesis de Pregrado). Universidad Nacional de San Martín. Tarapoto-Perú.

El resumen es el siguiente:

Surgió ante la necesidad de la población de la localidad de nuevo Celendín de solucionar los múltiples problemas originados por la carencia de estos servicios de saneamiento básico que generaba la proliferación de distintas enfermedades infectocontagiosas en la población. El diseño del sistema de agua potable y alcantarillado de la comunidad de nuevo Celendín se desarrolló siguiendo los procedimientos establecidos y aceptados de los diseños hidráulicos y estructurales establecidos en el reglamento nacional de edificaciones vigente y complementándose con el conocimiento obtenido en las aulas de clase.

Las conclusiones son:

Para elaborar un proyecto de alcantarillado sanitario y agua potable es necesario tener bastante claro los conceptos de saneamiento básico, desde el punto de vista de implementar los servicios de una adecuada disposición de excretas.

Es importante hacer un análisis detallado y minucioso del crecimiento histórico de la población en estudio, estudiar sus características y el comportamiento de la curva para la aplicación de un método adecuado de proyección de la población de diseño, el cual es factor importante para el diseño de agua potable y alcantarillado sanitario eficiente y responsable que garantice su funcionalidad.

1.3. Teorías relacionadas al tema

1.3.1. Agua Potable

“El agua potable es el agua de superficie tratada y el agua no tratada, pero sin contaminación que proviene de manantiales naturales, pozos y otras fuentes. Sin agua potable, la gente no puede llevar una vida sana y productiva.” (Rodríguez, 2001, p. 02).

1.3.2. Características del Agua

1.3.2.1. Características Físicas

En la provisión de agua se debe tener especial cuidado con los sabores, olores, colores y la turbidez del agua que se brinda, en parte porque dan mal sabor, pero también a causa de su uso en la elaboración de bebidas, preparación de alimentos y fabricación de textiles.

Los sabores y olores se deben a la presencia de sustancias químicas volátiles y a la materia orgánica en descomposición. Las mediciones de los mismos se hacen con base en la dilución necesaria para reducirlos a un nivel apenas detectable por observación humana.

El color del agua se debe a la presencia de minerales como hierro y manganeso, materia orgánica y residuos coloridos

de las industrias. El color en el agua doméstica puede manchar los accesorios sanitario y opacar la ropa. Las pruebas se llevan a cabo por comparación con un conjunto estándar de concentraciones de una sustancia química que produce un color similar al que presenta el agua.

La turbidez además de que es objetable desde el punto de vista estético, puede contener agentes patógenos adheridos a las partículas en suspensión. El agua con suficientes partículas de arcilla en suspensión (10 unidades de turbidez), se aprecia a simple vista. Las fuentes de agua superficial varían desde 10 hasta 1.000 unidades de turbidez, y los ríos muy opacos pueden llegar a 10.000 unidades. Las mediciones de turbidez se basan en las propiedades ópticas de la (Arellana, 2005)suspensión que causan que la luz se disperse o se absorba. Los resultados se comparan luego con los que se obtienen de una suspensión estándar.(Arellana, 2005, p. 2)

1.3.2.2. Características Químicas

Los múltiples compuestos químicos disueltos en el agua pueden ser de origen natural o industrial y serán benéficos o dañinos de acuerdo a su composición y concentración. Por ejemplo, el hierro y el manganeso en pequeñas cantidades no solo causan color, también se oxidan para formar depósitos de hidróxido férrico y óxido de manganeso dentro de las tuberías de agua.

Las aguas duras son aquellas que requieren cantidades considerables de jabón para producir espuma y también forma incrustaciones en tuberías de agua caliente y calderas.

La dureza del agua se expresa en miligramos equivalentes de carbonato de calcio por litro. Recordemos que el agua químicamente pura es la combinación de oxígeno e hidrógeno y puede obtenerse en laboratorios por el fenómeno de electrólisis y en la naturaleza durante las tormentas eléctricas.(Arellana, 2005, p. 2)

1.3.2.3. Características biológicas

Las aguas poseen en su constitución una gran variedad de elementos biológicos desde los microorganismos hasta los peces. El origen de los microorganismos puede ser natural, es decir constituyen su hábitat natural, pero también provenir de contaminación por vertidos

cloacales y/o industriales, como también por arrastre de los existentes en el suelo por acción de la lluvia.

La calidad y cantidad de microorganismos va acompañando las características físicas y químicas del agua, ya que cuando el agua tiene temperaturas templadas y materia orgánica disponible, la población crece y se diversifica. De la misma manera los crustáceos se incrementan y por lo tanto los peces de idéntica manera. La biodiversidad de un agua natural indica la poca probabilidad de que la misma se encuentre contaminada. Sin embargo, para que el agua se destinada a la provisión de agua potable, debe ser tratada para eliminar los elementos biológicos que contiene. (Arellana, 2005, p. 3 – 4)

1.3.3. Información Básica para el Proyecto

“Una población se abastece de agua con varios propósitos:

Para beber y cocinar.

Para lavado de ropa y utensilios.

Para los sistemas de calefacción y acondicionamiento de aire.

Para riego de prados y jardines.

Para ornatos de fuentes o cascadas.

Para fines industriales y comerciales.

Para eliminar los desechos industriales y domésticos (aguas negras).

Para la protección de la vida y la propiedad, usándola contra el fuego.” (Rodríguez, 2001, p. 17)

1.3.4. Parámetros de Diseño

1.3.4.1. Población de Diseño

El proyectista adoptará el criterio más adecuado para determinar la población futura, tomando en cuenta para ello datos censales u otra fuente que refleje el crecimiento poblacional, los que serán debidamente sustentados.

Deberá proyectarse la población para un periodo de 20 años. (M.E.F., 2004, p. 7)

1.3.4.2. Periodo de Diseño

Los periodos de diseño de los diferentes componentes del sistema se determinarán considerando los siguientes factores:

Vida útil de las estructuras y equipos

Grado de dificultad para realizar la ampliación de la infraestructura

Crecimiento poblacional

Economía de escala

Los periodos de diseño máximos recomendables, son los siguientes:

Capacidad de las fuentes de abastecimiento	: 20 años
Obras de captación	: 20 años
Pozos	: 20 años
Plantas de tratamiento de agua de consumo humano, reservorio:	20 años.
Tuberías de conducción, impulsión, distribución	: 20 años
Equipos de bombeo	: 10 años
Caseta de bombeo	: 20 años (M.E.F., 2004, p. 8)

1.3.4.3. Dotación de Agua

1.3.4.3.1. Sistema Convencional

Mientras no exista un estudio de consumo, podrá tomarse como valores guía, los valores que se indican en este punto, teniendo en cuenta la zona geográfica, clima, hábitos, costumbres y niveles de servicio a alcanzar:

Costa: 50 – 60 lt/hab/día

Sierra: 40 – 50 lt/hab/día

Selva: 60 - 70 lt/hab/día

En el caso de adoptarse sistema de abastecimiento de agua potable a través de piletas públicas la dotación será de 20 - 40 l/h/d.

De acuerdo a las características socioeconómicas, culturales, densidad poblacional, y condiciones técnicas que permitan en el futuro la implementación de un sistema de saneamiento a través de redes, se utilizarán dotaciones de hasta 100 lt/hab/día. (M.E.F., 2004, p. 8)

1.3.4.3.2. Sistemas no convencionales

En el caso de emplearse otras soluciones técnicas como bombas de mano, o accionadas por energía eólica, sistemas de abastecimiento de agua potable, cuya fuente es agua de lluvia, protección de manantiales o pozos con bomba manual se podrá considerar dotaciones menores de 20 lt/hab/día. (M.E.F., 2004, p. 8)

1.3.4.3.3. Variación de Consumo

Para suministrar eficientemente agua a la comunidad, es necesario que cada una de las partes que constituyen el sistema satisfaga las necesidades reales de la población; diseñando cada estructura de tal forma que las cifras de consumo y variaciones de las mismas, no desarticulen todo el sistema, sino que permitan un servicio de agua eficiente y continuo. La variación del consumo está influenciada por diversos factores tales como: tipo de actividad, hábitos de la población, condiciones de clima, etc.”. (Agüero, R; 1997, p. 24)

1.3.4.3.3.1. Consumo Promedio Diario Anual (QM)

El consumo promedio diario anual, se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño, expresada en litros por segundo (Vs) y se determina mediante la siguiente relación:

$$Q_m = \frac{P_f \times \text{dotacion}(d)}{86400} \dots \dots \dots (01)$$

Donde:

Q_m = Consumo promedio diario (Vs).

P_f = Población futura (hab.).

d = Dotación (lts/hab./día).

Para dimensionar la capacidad de los elementos se tendrá en cuenta:

Pérdidas físicas de agua.

Pérdidas reales de agua potable producida pero no utilizada. Puede ser resultado de:

Fugas en las tuberías en mal estado.

Rebose no controlado en los reservorios.

Agua utilizada para limpieza de las unidades de la planta de tratamiento, entre otros.

Las pérdidas se estiman como porcentaje de la producción:

$$\text{Pérdidas físicas} = \text{producción} \times \% \text{ de pérdidas}$$

Producción de agua potable.

La suma del consumo y las pérdidas físicas da la producción que se requerirá:

$$Q_{\text{produccion}} = \text{consumo promedio diario anual} + PF$$

$$Q_{\text{produccion}} = \frac{\text{consumo promedio diario anual}}{(1 - \% \frac{PF}{100})} \dots \dots \dots (02)$$

Donde:

$Q_{\text{producción}}$ = volumen de producción requerido

Consumo promedio diario anual = suma de la demanda de todos los usuarios

PF = pérdidas físicas. (Agüero, R; 1997, p. 24)

1.3.4.3.3.2. Consumo Máximo Diario (QMD)

La demanda de agua tiene un comportamiento estacional, pues se incrementa en épocas calurosas y se reduce en estaciones frías. El abastecimiento de agua potable debe prepararse para satisfacer la demanda aún en los días de mayor calor del año. El caudal requerido en el día de máximo consumo se denomina Demanda máxima diaria (QM.D.), y se obtiene al multiplicar el Q promedio por el coeficiente máximo diario, el cual, de acuerdo a lo recomendado por el sector es de 1.3, y se obtiene según la siguiente expresión:

$$Q_{md} [\text{en l/seg.}] = Q_{promedio} [\text{en l/seg.}] * K_1 \dots \dots \dots (03)$$

Donde:

QM.D. = consumo máximo diario (lts/s)

K_1 = coeficiente del caudal máximo diario, según (GFPIE; 2011) para el consumo máximo diario se considera un valor de 1.3 veces el consumo promedio diario anual.

Q_m = consumo promedio diario anual.

El QM.D. se utiliza como dato principal para el dimensionamiento de componentes que se ubican antes de los reservorios como captación, producción y conducción a las plantas de tratamiento y/o reservorios. (Agüero, R; 1997, p. 24)

1.3.4.3.3.3. Consumo Máximo Horario (Q m.h.)

La demanda también es variable en el día, por ello se adopta un segundo factor de corrección. La variación es absorbida por el reservorio de regulación y por la capacidad de las redes de distribución. Estas últimas se diseñan para atender la demanda máxima horaria (Q m.h.), la cual se determina multiplicando por el coeficiente máximo horario de 2.0 de la siguiente forma:

$$Q_{mh} [\text{en l/seg.}] = Q_{promedio} [\text{en l/seg.}] * K_2 \dots \dots \dots (04)$$

Donde:

Q m.h. = consumo máximo horario (lts/s)

K_2 = coeficiente del caudal máximo diario, según (GFPIE; 2011) para el consumo máximo diario se considera un valor de 2 veces el consumo promedio diario anual.

Q_m = consumo promedio diario anual. (Agüero, R; 1997, p. 24)

1.3.5. Sistema de Abastecimiento de Agua Potable

“Un sistema de abastecimiento de agua potable, tiene como finalidad primordial, la de entregar a los habitantes de una localidad, agua en cantidad y calidad adecuada para satisfacer sus necesidades, ya que como se sabe los seres humanos estamos compuestos en

un 70% de agua, por lo que este líquido es vital para la supervivencia.” (Jiménez, 2007, p. 16).

“Un sistema de Abastecimiento de agua es un conjunto de diversas obras que tienen por objeto suministrar agua a una población en cantidad suficiente, calidad adecuada, presión necesaria y en forma continua; un sistema de abastecimiento de agua potable consta fundamentalmente de las siguientes partes:” (Rodríguez, 2001, p. 24).

Fuente de Abastecimiento.

Obra de Captación.

Líneas de Conducción.

Regularización almacenamiento.

Línea de Alimentación

Red de Distribución.

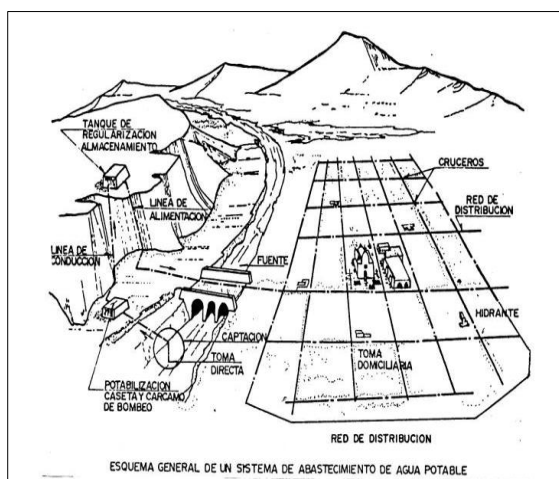


Figura 5. Sistema de Abastecimiento de Agua. (Fuente: Abastecimiento de Agua, Instituto Tecnológico de Oaxaca)

1.3.5.1. Fuentes de Abastecimiento

“Las fuentes de abastecimiento deberán proporcionar en conjunto el Gasto Máximo diario; Sin embargo, en todo proyecto se deberán establecer las necesidades inmediatas de la localidad siendo necesario que, cuando menos que la fuente proporcione el gasto máximo diario para esa etapa, sin peligro de reducción por sequía o cualquier otra causa. Si la calidad del agua no satisface las normas que exige el Reglamento Federal sobre obras de Provisión de Agua Potable, deberá someterse a procesos de Potabilización.” (Rodríguez, 2001, p. 69)

“La fuente de agua determina, comúnmente, la naturaleza de las obras, de colección, purificación, conducción y distribución. Las fuentes comunes de aguas dulces y su desarrollo son:

1.3.5.1.1. Agua De Lluvia

La lluvia es raramente la fuente inmediata de abastecimientos locales de agua. En cambio, el acopio de agua de lluvia está confinado a granjas y establecimientos rurales, generalmente en regiones semiáridas, carentes de aguas satisfactorias, subterráneas o superficiales; El rendimiento bruto de aguas pluviales es proporcionalmente al área receptora y la cantidad de la precipitación. (Fair, 1995, p. 54)

1.3.5.1.2. Aguas Superficiales

Las cantidades que pueden captarse varían directamente con el tamaño de la zona colectora, o cuenca hidrológica, así como con la diferencia entre las cantidades que caen sobre ella y las que se pierden por evaporación y transpiración (evapotranspiración).” (Fair, 1995, p. 54)

1.3.5.1.2.1. Ríos y Canales

Las obras de captación se ubicarán en zonas libres de inundación en época de crecida, donde no ocasionen erosión o sedimentación y aguas arriba de posibles fuentes de contaminación. Deberá contar con rejilla o malla para evitar el ingreso de materiales gruesos y dispositivos para control del caudal de ingreso. En caso de emplear balsas flotantes, deben ubicarse de tal modo de evitar su arrastre por la corriente de agua. Se deberá diseñar el tipo de anclaje adecuado considerando las variaciones del nivel de agua, así como la protección necesaria contra elementos flotantes. En todos los casos, la captación deberá asegurar el ingreso del caudal suficiente de agua durante la época de estiaje. (M.E.F., 2004, p. 9)

1.3.5.1.2.2. Lagos y Embalses

La toma deberá ubicarse en la ribera donde se minimicen los riesgos de contaminación, y a una profundidad que impida succionar los sedimentos del fondo o materiales de la superficie. (M.E.F., 2004, p. 10)

1.3.5.1.3. Aguas Subterráneas

1.3.5.1.3.1. Sistema Convencional

Manantiales

La estructura de captación se construirá de material impermeable, para obtener el máximo rendimiento de la fuente. Se deberá tener presente las variaciones de nivel de la fuente con relación al ingreso a la caja, para mantener una captación permanente de agua. Deberá contar con canales de drenaje de coronación para evitar la contaminación por las aguas superficiales y se construirá un cerco perimétrico de protección.

Se diseñará con todos los accesorios necesarios para la operación y mantenimiento, dotándosele de todas las protecciones sanitarias.

Pozos perforados

La elección y ubicación de los pozos deberá ser fijada en base a información y evaluación referente al rendimiento de los pozos existentes, años de producción, calidad del agua y las variaciones estacionales del nivel de agua. Se priorizará la rehabilitación de pozos existentes.

Pozos Excavados

La elección y ubicación del o los pozos, deberá ser determinada por las características de los pozos existentes o por estudios realizados en un pozo de prueba. Se considerará el número de pozos necesarios para el sistema, de acuerdo con el caudal de diseño. Se ubicará(n) en zonas no inundables, considerándose los procesos constructivos. Cada pozo se deberá diseñar para obtener el mayor rendimiento del acuífero, considerándose la protección contra posible contaminación por aguas superficiales, infiltraciones, riego agrícola, residuos sólidos y otros. La profundidad del pozo excavado se determinará en base a la profundidad del nivel estático de la napa y de la máxima profundidad que técnicamente se pueda excavar por debajo del nivel estático. El revestimiento del pozo excavado deberá ser con anillos de concreto tipo deslizante o fijo, ciego hasta el nivel estático y con aberturas por debajo de él. La distancia mínima entre un pozo de agua destinado a consumo humano y una letrina o un sistema de percolación será de 25 m. El pozo de agua se ubicará en una cota superior con respecto al pozo de la letrina.

Galerías filtrantes.

Serán diseñadas de acuerdo al corte geológico, obtenido mediante pruebas y estudios del rendimiento del acuífero.

Se ubicarán en forma transversal o longitudinal de tal modo que permitan el máximo aprovechamiento de la corriente de agua subterránea, y a una profundidad no menor de 2 m de la clave de la tubería. El diámetro mínimo de la tubería recolectora perforada será de 100 mm. La tubería estará recubierta con grava clasificada y luego con material de relleno clasificado hasta el nivel del terreno natural. La zona de captación deberá estar adecuadamente protegida para evitar la contaminación de las aguas y la presencia de animales y/o personas(M.E.F., 2004, pp. 10–11)

1.3.5.1.3.2. Sistema no Convencional

Manantial protegido

La captación deberá cumplir con los mismos requisitos establecidos para captación de manantiales en sistemas convencionales.

En caso de fuente de escaso rendimiento, la estructura de captación se construirá para captar el total del rendimiento de la fuente.

Pozo equipado con bomba manual

El pozo deberá cumplir con los mismos requisitos establecidos para captación de pozos excavados en sistemas convencionales. Para este tipo de sistema se considerará el número de pozos necesarios para el sistema, de acuerdo al grado de dispersión de la población. Asimismo, se deberá indicar los niveles de agua y la producción de cada pozo.

Pozo equipado con bombas accionadas por energía eólica

La capacidad de bomba eólica no deberá sobrepasar la producción de la fuente de agua. Para realizar la selección y ubicación de las bombas con energía eólica, deberá verificarse la dirección y velocidad promedio anual del viento. (M.E.F., 2004, p. 11)

“Las fuentes de agua constituyen el elemento primordial en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable y antes de dar cualquier paso es necesario definir su ubicación, tipo, cantidad y calidad. De acuerdo a la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento, así como a la topografía del terreno, se consideran dos tipos de sistemas: los de gravedad y los de bombeo.” (Agüero, 1997, p. 27)

1.3.5.2. Obras de Captación

“Las obras de captación son las obras civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea. Dichas obras varían de acuerdo con la naturaleza de la fuente de abastecimiento su localización y magnitud. Algunos ejemplos de obras de captación se esquematizan en la Figura 6. El diseño de la obra de captación debe ser tal que prevea las posibilidades de contaminación del agua.” (Rodríguez, 2001, p. 72-73)

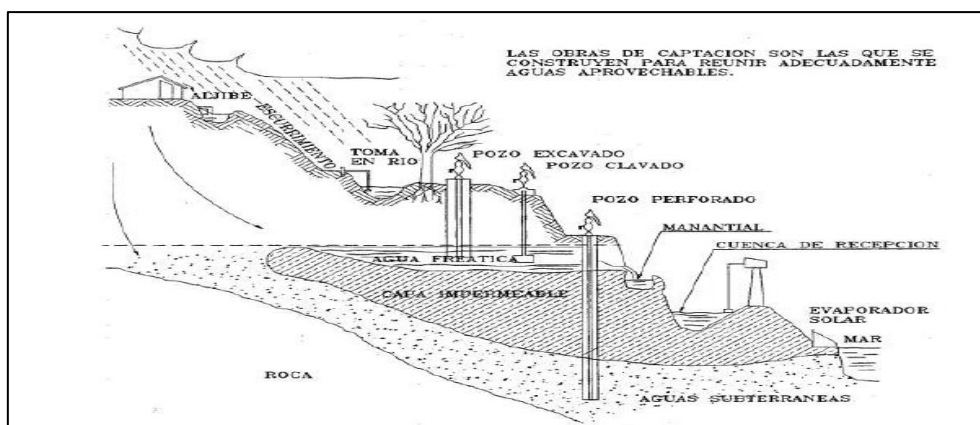


Figura 6. Obra de Captación. (Fuente: Abastecimiento de Agua, Instituto Tecnológico de Oaxaca)

1.3.5.3. Líneas de Conducción

“La línea de conducción en un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad es el conjunto de tuberías, válvulas, accesorios, estructuras y obras de arte encargados de la conducción del agua desde la captación hasta el reservorio, aprovechando la carga estática

existente. Debe utilizarse al máximo la energía disponible para conducir el gasto deseado, lo que en la mayoría de los casos nos llevara a la selección del diámetro mínimo que permita presiones iguales o menores a la resistencia física que el material de la tubería soporte. Las tuberías normalmente siguen el perfil del terreno, salvo el caso de que, a lo largo de la ruta por donde se debería realizar la instalación de las tuberías, existan zonas rocosas insalvables, cruces de quebradas, terrenos erosionables, etc. que requieran de estructuras especiales. Para lograr un mejor funcionamiento del sistema, a lo largo de la línea de conducción puede requerirse cámaras rompe presión, válvulas de aire, válvulas de purga, etc. Cada uno de estos elementos precisa de un diseño de acuerdo a características particulares.” (Agüero, 1997, p. 53)

“Se denomina obras de conducción, a las estructuras que transportan el agua desde la captación hasta la planta de tratamiento o aun reservorio.

La capacidad de esta estructura deberá permitir conducir el caudal correspondiente al máximo anual de la demanda diaria.” (Veriendel, 1990, p. 53)

1.3.5.3.1. Presión Negativa

Esto indica que no hay suficiente energía gravitacional para mover la cantidad deseada de agua, por ello es que esta cantidad de agua no fluiría. Se debe volver a trazar la LGH, usando un menor caudal y/o un diámetro de tubo más grande.

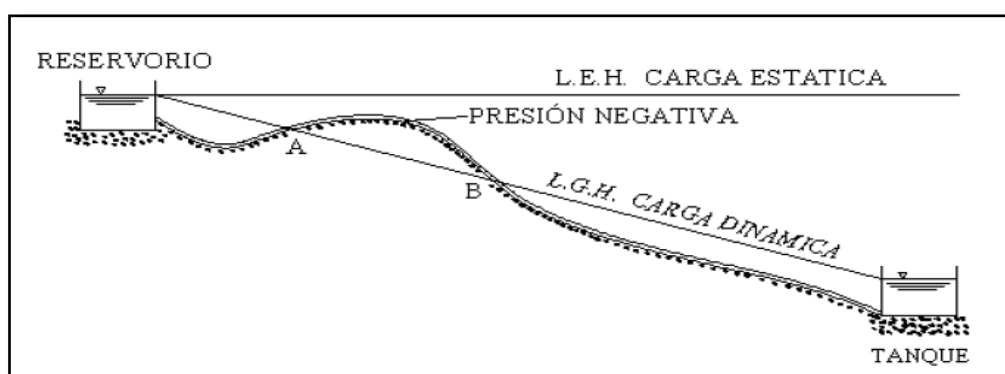


Figura 7. Perfil de Presión Negativa. (Fuente: Abastecimiento, Diseño y Construcción de Sistemas de Agua Potable Modernizando el Aprendizaje y Enseñanza en la Asignatura de Ingeniería Sanitaria)

En este caso el tramo A-B indicado en la Figura 7, estará en condiciones de presión negativa, con lo cual sería difícil evitar la entrada de burbujas de aire a la tubería. La presión entre los puntos A-B es menor que la presión atmosférica y por lo tanto no se puede instalar válvulas ventosas.

1.3.5.3.2. Cálculo Hidráulico de Tuberías a Presión

Son acueductos que trabajan a presión, su presión de trabajo es mayor a la presión atmosférica; la tubería conduce el agua a sección llena. El movimiento de agua se debe netamente a la fuerza de la gravedad sobre la masa de agua.

1.3.5.3.2.1. Diseño de Tuberías a Presión

Para el diseño deben considerarse los siguientes elementos:

Trazado de la línea de conducción, Caudal de diseño, Material y clase de tubería, Velocidad Diámetros mínimos y las Pendientes.

1.3.5.3.2.2. Trazado de la línea de conducción

El trazado de la línea de conducción debe realizarse previo reconocimiento en campo del relieve topográfico, geológico y tipo de suelo, en lo posible paralelo a las vías públicas y caminos e uso general de la población.

En el trazado además de considerar el caudal de diseño, vida útil, y análisis económico, los siguientes factores:

Que la conducción sea cerrada (en lo posible a presión).

Que el trazado sea lo más directo posible de la fuente la planta de tratamiento y/o tanque de almacenamiento o red de distribución.

Que la línea evite, en lo posible los tramos de difícil construcción o inaccesibles

Que este siempre por debajo de la línea piezométrica a fin de evitar zonas de depresión que representa un peligro de aplastamiento de la tubería y posibilidad de cavitación.

Que eviten presiones superiores a las máximas permisibles que afectan la seguridad de la conducción.

Que la línea evite, en lo posible, zonas de deslizamiento e inundaciones.

Que se eviten tramos de pendiente y contra pendiente que pueden causar bloqueos de aire en la línea.

Se debe estudiar variantes para acortar la longitud de conducción (trazados en túnel), o evitar terrenos que tengan aguas freáticas muy superficiales.

Se deben determinar las cotas del terreno de los siguientes puntos:

Obra de toma.

Pasos de los accidentes topográficos sobre la línea del trazado.

Cambios bruscos de sentido y pendiente.

Tanque de almacenamiento o planta de tratamiento.

Otros puntos relevantes del terreno que determinen el trazado de la tubería.

La diferencia de elevación entre el punto de ingreso de agua y cualquier punto tubería abajo, determinará la presión estática interna en la tubería.

La presión estática entre puntos extremos de la tubería de conducción, determinará el material y las características mecánicas de trabajo de la tubería y la necesidad de colocar válvulas o cámaras rompe presión.

1.3.5.3.2.3. Material de tubería

La elección del material debe ser efectuada con base en:

Las características topográficas.

Calidad del agua.

Tipo de suelo.

Resistencia a la corrosión y agresividad del suelo.

Resistencia a esfuerzos mecánicos producidos por cargas externas e internas.

Características de comportamiento hidráulico (velocidades, presiones, golpe de ariete).

Vida útil del proyecto.

Costos de operación y mantenimiento.

Análisis económico.

Un sistema de conducción puede estar constituido por tramos de diferentes materiales elegidos de acuerdo a su funcionamiento, operación y mantenimiento, condiciones de implementación en el terreno y esfuerzos actuantes.

El material de las tuberías debe ser seleccionado de acuerdo a las características que satisfagan las necesidades del proyecto, considerando principalmente los costos iniciales y de mantenimiento, así como la seguridad de la tubería.

1.3.5.3.2.4. Velocidades de diseño

La velocidad máxima debe ser considerada en función del tipo de material de la tubería, de acuerdo a la Tabla 2.

Tabla 2

Velocidades máximas permisibles en tuberías

Material	Velocidad (m/s)
Tubería revestida de hormigón simple	3.00
Tubería de hormigón centrifugado	3.50
Tubería de asbesto cemento	5.00

Tubería de PVC	5.00
Tubería de hierro fundido	5.00
Tubería acero galvanizado	5.00
Tubería de acero	5.00

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

En tuberías de impulsión la velocidad no debe ser mayor a 2,00 m/s.

A objeto de mitigar los efectos por golpe de ariete, y en general cuando éste sea inminente, se recomienda que la velocidad máxima no deba superar a 1,50 m/s.

La velocidad mínima en la tubería debe ser establecida en función de la velocidad de auto limpieza. La velocidad mínima recomendada es de 0,30 m/s.

1.3.5.3.2.5. Diámetros mínimos

Para la selección del diámetro de la tubería de conducción deben analizarse las presiones disponibles, las velocidades de escurrimiento y las longitudes de la línea de conducción.

La elección debe estar basada en un estudio comparativo técnico económico mediante las técnicas de optimización que tornen mínima la función costo anual.

La experiencia indica que en conducciones el diámetro mínimo es de 2 pulgadas (zona rural) por motivos socioeconómicos.

1.3.5.3.2.5.1. Pendientes

Con el objeto de permitir la acumulación del aire en los puntos altos y su eliminación por las válvulas colocadas para tal efecto y facilitar el arrastre de sedimentos hacia los puntos bajos para el desagüe de las tuberías, éstas no deben colocarse en forma horizontal.

Las pendientes mínimas deben ser:

$j = 0,04\%$, cuando el aire circula en el sentido de escurrimiento del agua

$j = 0,10\%$ a $0,15\%$, cuando el aire circula en el sentido contrario al escurrimiento del agua.

En este último caso la pendiente no debe ser menor que la pendiente de la línea piezométrica de ese tramo.

Cuando se considere necesario uniformar pendientes a costa de mayor excavación a efectos de evitar un gran número de válvulas de aire y cámaras de limpieza, debe realizarse una comparación económica de ambas variantes.

1.3.5.3.2.5.2. Pérdidas de carga

Se debe efectuar el estudio hidráulico del escurrimiento para determinar si las tuberías trabajan a presión, lo que dependerá de las características topográficas de la zona y del diámetro del conducto. No se admiten presiones negativas.

Para el cálculo hidráulico y la determinación de pérdidas de carga en tuberías a presión se pueden utilizar las siguientes fórmulas:

Darcy Weisbach, Flamant y Hazen Williams.

En el cálculo hidráulico se utiliza el diámetro real. Sin embargo, para efectos del diseño se debe considerar el diámetro nominal de la tubería.

Asimismo, en el cálculo de tuberías deben considerarse las pérdidas localizadas o el efecto de mecanismos y singularidades (válvulas, codos, tees, reducciones, etc.) introducidas en la línea que producen pérdidas de carga adicionales.

Para el cálculo de dichas pérdidas de carga localizadas debe utilizarse el método de la longitud equivalente de tuberías, añadiéndola, a la longitud real del tramo.

El proyectista puede dejar de considerar el cálculo de pérdidas localizadas si los sistemas son por gravedad.

1.3.5.3.2.5.2.1. Formula de Darcy – Weisbach (1850)

En 1850, Darcy-Weisbach dedujeron experimentalmente una ecuación para calcular las pérdidas por cortante (“fricción”), en un tubo con flujo permanente y diámetro constante:

$$h_f = f * \frac{L * v^2}{D * 2 * g} \dots \dots \dots (05)$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga distribuida o continua en m

f = Coeficiente de pérdida de carga distribuida

El valor del coeficiente de fricción “ f ”, dependerá del régimen del flujo del agua, la viscosidad y el número de Reynolds. El coeficiente puede ser obtenido del Diagrama de Moody expuesto en las siguientes fórmulas:

Escurrimiento laminar ($R < 2000$):

$$f = \frac{64}{R} \dots \dots \dots (06)$$

Zona crítica ($2000 < R < 4000$), fórmula de Prandtl-von Karman:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 * \log R * \sqrt{f} - 0.80 \dots \dots \dots . \textbf{(07)}$$

Escurrecimiento turbulento ($R > 5000$)

Fórmula de Colebrook-White

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 * \log \left(\frac{k}{3.7 * D_h} + \frac{2.51}{R * \sqrt{f}} \right) \dots \textbf{(08)}$$

Swamme - Jain

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{k}{3.71} + \frac{5.74}{R} \right) \right]^2} \dots \dots \dots \textbf{(09)}$$

f = Coeficiente de fricción (adimensional)

R = Número de Reynolds

$$R = \frac{V * D}{\nu} \dots \dots \dots \textbf{(10)}$$

ν = Viscosidad cinemática del agua en cm^2/s

k = Rugosidad uniforme equivalente o coeficiente de Colebrook, depende del tipo de material (ver Tabla 3).

$$k = \varepsilon / D$$

ε = Rugosidad en mm

D = Diámetro interno de la tubería en m

L = Longitud de tubería en m

V = Velocidad media de flujo en m/s

DH = Diámetro interno de la tubería en m

g = Aceleración de la gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$)

Tabla 3*Valores del coeficiente k de Colebrook*

Material	K (mm)
Acero galvanizado	0.13
Acero soldado c/ revestimiento	0.05
Asbesto cemento	0.10
Hierro fundido nuevo	1
Hierro fundido usado (15 a 20 años)	1-5
Hierro fundido dúctil c/ revestimiento de cemento	0.5
Plástico PVC o Polietileno PEAD	0.01

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

La pérdida de carga en tuberías a presión que presenten salientes en las juntas de las tuberías, a lo largo del perímetro de la sección, debe ser igual a la suma de la pérdida de carga distribuida, calculada como si las juntas indicadas no existiesen y la pérdida de carga debido a la presencia de la junta, dada por:

$$h_s = n_j * k_s * \left(\frac{V_o^2}{2 * g} \right) \dots \dots \dots (11)$$

Donde:

 h_s = Pérdida de carga debida a las juntas en m n_j = Número de juntas k_s = Coeficiente de pérdida de carga, dado por:

$$\text{Para: } \frac{L_j}{D_o} > 30: \quad K_s = K_1$$

$$\text{Para: } \frac{L_j}{D_o} < 30: \quad K_s = K_0 * K_1$$

 L_j = Distancia de una junta a otra en m D_o = Diámetro interno de la tubería en m k_s, k_1 = Coeficientes que se obtienen de la Tabla 4 y Tabla 5, respectivamente v_o = Velocidad en m/s g = Aceleración de la gravedad en m/s²

Tabla 4*Coeficiente K_0*

Lj/Do	4	8	12	16	20	24	30
ko	0.3	0.45	0.58	0.68	0.78	0.87	1.00

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

Tabla 5*Coeficiente k_1*

Lj/Do	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	1
k1	0.15	0.35	0.06	0.09	0.13	0.17	0.21	0.26	0.32	0.38

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

La pérdida de carga introducidas por las juntas tipo espiga campana y uniones con anillo de goma o similares deben ser consideradas como despreciables ya que no presentan salientes al interior del tubo.

El coeficiente de viscosidad cinemática del agua debe ser considerado solamente en función de la temperatura de agua al interior de la tubería y para efecto del cálculo del número de Reynolds.

El envejecimiento de tuberías de hormigón armado, aislados interiormente y de material plástico, pueden considerarse despreciables para el proyecto de conducciones.

En tuberías metálicas, cuando no fuera posible la limpieza periódica y si no fueran pintados interiormente con materiales anticorrosivos, el caudal de diseño para fin de proyecto debe ser multiplicado por un coeficiente de seguridad.

1.3.5.3.2.5.2.2. Formula de Flamant (1892)

En 1892 Flamant señala que los efectos de las incrustaciones son variables con el diámetro del tubo y resultan menores según aumenta el diámetro de la tubería.

Por otra parte, plantea, que los tubos perfectamente lisos son una excepción y que es raro que conserven por mucho tiempo su pulimento primitivo; que se puede ver, de acuerdo con las observaciones de Darcy, que un depósito apenas perceptible, de una pequeña fracción de milímetro de espesor, es suficiente para cambiar las condiciones de escurrimiento y aumentar la resistencia, por lo que él propone adoptar para todos los casos prácticos, la fórmula:

$$S_t = \frac{4 * b * V^{7/2}}{D^{3/2}} \dots \dots \dots (12)$$

Donde:

S_t = Pérdida de carga unitaria en m/m

B = Coeficiente de Flamant (ver Tabla 6)

v = Velocidad del agua en m/s

D = Diámetro interno de la tubería en m

Tabla 6

Coeficiente b de Flamant

Material de la tubería	b
Hierro o acero	0.00023
Nuevos metálicos	0.000185
Concreto	0.000185
PVC	0.00140

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

1.3.5.3.2.5.2.3. Formula de Hazen - Williams (1906)

En 1906 una de las ecuaciones empíricas (independientes del análisis de Darcy) más exitosas fue la de Hazen Williams (desarrolladas por G. S. Williams y A. H. Hazen). Sirven para tuberías rugosas con régimen en transición o turbulento y agua a presión (Recomendada para diámetros cuyo valor oscila entre los 50 y 3500 mm), la formula en unidades del sistema internacional es:

$$V = 0.849 * C_{HW} * D^{0.63} * J^{0.54} \dots \dots \dots (13)$$

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54} \dots \dots \dots (14)$$

Donde:

Q = Caudal en m³/s

v = Velocidad en m/s

C_{HW} = Coeficiente de Hazen Williams (adimensional)

D = Diámetro interno de la tubería en m

J = Pérdida de carga unitaria o gradiente hidráulico en m/m

$J = hf / L$

hf = Pérdida de carga en m

L = Longitud de la tubería en m

El coeficiente C_{HW} es función del material y la antigüedad de la tubería. En la Tabla 7 se presentan los valores más empleados.

Tabla 7*Valores del Coeficiente Chw de Hazen - Williams*

Material	C _{hw}
Acero galvanizado	125
Acero soldado c/ revestimiento	130
Asbesto cemento	120
Hierro fundido nuevo	100
Hierro fundido usado (15 a 20 años)	60 - 100
Hierro fundido dúctil c/ revestimiento de cemento	120
Plástico PVC o Polietileno PE	140

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

La pérdida de carga localizada producida por accesorio y válvulas instaladas en la tubería a presión debe ser considerada a través de la longitud equivalente, que es, la pérdida de carga producida por una longitud equivalente de tubería rectilínea.

Las pérdidas de carga localizadas de cada accesorio o válvula tienen su longitud equivalente respectiva que depende del material, forma y diámetro. En la Tabla 8 se presenta las longitudes equivalentes en función del diámetro.

Tabla 8*Pérdidas Localizadas en Longitudes Equivalentes*

Elemento	pulg mm	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5	6	8	10	12	14
Codo 90°		13	19	25	32	38	50	63	75	100	125	150	200	250	300	350
Radio largo		0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3	5.5	6.1	7.3
Radio medio		0.4	0.6	0.7	0.9	1.1	1.4	1.7	2.1	2.8	3.7	4.3	5.5	6.7	7.9	9.5
Radio corto		0.5	0.7	0.8	1.1	1.3	1.7	2	2.5	3.4	4.5	4.9	6.4	7.9	9.5	10.5
Codo 45°		0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9	1.2	1.5	1.9	2.3	3	3.8	4.6	5.3
Curva 90°																
R/D: 1		0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1	1.3	1.6	1.9	2.4	3	3.6	4.4
R/D: 1		0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1	1.3	1.6	2.1	2.5	3.3	4.1	4.8	5.4
Curva 45°		0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1.1	1.5	1.8	2.2	2.5
Entrada																
Normal		0.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.6	2	2.5	3.5	4.5	5.5	6.2
De borda		0.4	0.5	0.7	0.9	1	1.5	1.9	2.2	3.2	4	5	6	7.5	9	11
Válvula																
Compuerta		0.1	0.1	0.2	0.2	0.3	0.4	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.4	1.7	2.1	2.4
Globo		4.9	6.7	8.2	11.3	13.4	17.4	21	26	34	45.3	51	67	85	102	120
Angulo		2.6	3.6	4.6	5.6	6.7	8.5	10	13	17	21	26	34	43	51	60
De pie		3.6	5.6	7.3	10	11.6	14	17	20	23	31	39	52	65	78	90
Retención																
Tee liviano		1.1	1.6	2.1	2.7	3.2	4.2	5.2	6.3	6.4	10.4	12.5	16	20	24	38
Tee pesado		1.6	2.4	3.2	4	4.8	6.4	8.1	9.7	12.9	16.1	19.3	25	32	38	45
Tee de paso																
Directo		0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3	5.5	6.1	7.3
Latera		1	1.4	1.7	2.3	2.8	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	10	13	16	19	22
Tee salida																
Bilateral		1	1.4	1.7	2.3	2.8	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	10	13	16	19	22
Salida de tubería																
		0.4	0.5	0.7	0.9	1	1.5	1.9	2.2	3.2	4	5	6	7.5	9	11

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

1.3.5.3.2.5.3. Presiones Máximas y Mínimas

La presión estática máxima de la tubería de conducción no debe ser mayor al 80% de la presión de trabajo especificada por el fabricante, debiendo ser compatibles con las presiones de servicio de los accesorios y válvulas a utilizarse.

Para casos en los que se tiene altas presiones se debe efectuar un análisis comparativo técnico económico entre adoptar el uso de tuberías de alta presión o utilizar estaciones reductoras de presión y tuberías de menor presión. Para el último caso debe verificarse que la presión en el punto más alejado y elevado sea al menos la mínima especificada en el presente reglamento.

La presión mínima recomendable en cualquier punto de la tubería de conducción, en las condiciones más desfavorables de escurrimiento, debe ser de 2 m.c.a., excepto en los puntos inicial y final de la línea de conducción ligados a un tanque o cámara en contacto con la atmósfera. En los puntos en los cuales se produzca sifonamiento, deberá colocarse purgas de aire.

La relación de la resistencia a la presión de tubos PVC se indica en cuadro siguiente:

Tabla 9

Resistencia a Presión de Tubos

Clase	mca	Lbs/pulg ²
5	50	71
7.5	75	107
10	100	142
15	150	213

Fuente: Manual de proyectos de agua potable en poblaciones rurales

Notas: Presión recomendada para el diseño: 80% de la nominal.

Cuando el proyectista tenga que diseñar sifones con presiones mayores a la clase 15, que debe soportar 120 mca (80% de la nominal), deberá recurrir a tubos de fierro galvanizado, hasta un máximo de presión de 500 mca.

1.3.5.3.2.5.4. Tuberías

Las conducciones formadas por segmentos rectos, podrán ser dispuestas en curva, si es necesario, mediante la deflexión de las tuberías en sus juntas, si las mismas son de tipo flexible.

La deflexión cada junta a excepción de las juntas con características especiales, es función del diámetro y no debe ser mayor a lo especificado en la Tabla 10 y Figura 8.

Los accesorios (uniones, codos, té, reducciones, válvulas, anclajes, etc.), elementos importantes complementarios a la instalación de tuberías, deben ser compatibles entre sí, en lo que se refiere a presiones de trabajo, dimensiones (diámetros, espesores, sistemas de unión).

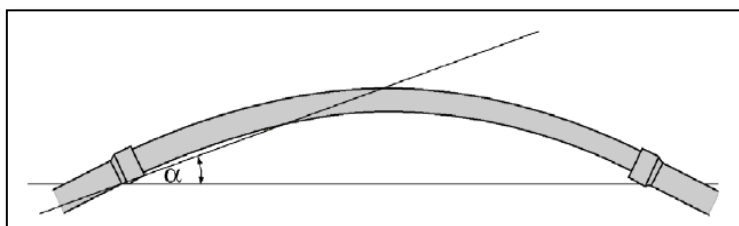


Figura 8. Deflexión en una Tubería. (Fuente: Abastecimiento, Diseño y Construcción de Sistemas de Agua Potable)

Tabla 10

Deflexión Máxima en Tuberías

Diámetro de la tubería (mm)	Deflexiones α (grados-minutos)
100	3° 0'
150	3° 0'
200	3° 0'
250	3° 0'
300	3° 0'
400	2° 40'
450	2° 25'
500	2° 10'
600	1° 45'
750	1° 25'
900	1° 10'
1000	1° 5'

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

1.3.5.3.2.5.5. Profundidad de Instalación

La profundidad mínima para el tendido de la tubería de conducción debe ser mayor o igual a 0,60 m sobre la clave de la misma.

En áreas de cultivo, cruce de caminos, líneas de ferrocarril o aeropuertos, la profundidad mínima debe ser de 1,00 m sobre la clave de la tubería. El proyectista debe justificar el uso de valores menores al indicado si éstos cuentan con un sistema de protección.

En el caso de suelos rocosos e inestables, el proyectista debe tomar medidas de protección necesarias como revestimientos de hormigón simple y anclajes.

En zonas con pendiente fuerte se deben adoptar tendidos superficiales siempre y cuando se tenga en cuenta apoyos y anclajes anti deslizables. En el caso de tuberías de PVC y PEAD deben necesariamente estar enterrados.

Cuando por la naturaleza del terreno, es necesario colocar la tubería muy próxima a la superficie, deben preverse los elementos de protección que aseguren que la misma no será sometida a esfuerzos o deformaciones que puedan provocar roturas o afectar su funcionamiento normal.

En el caso de tuberías sujetas a submergencia temporaria debe tenerse en cuenta que podrá ocurrir un levantamiento máximo debido a la subpresión, estando la tubería vacía. En este caso debe preverse la colocación de protecciones si las características de la capa freática presentasen condiciones de agresividad.

Debe verificarse que la línea piezométrica de la línea de conducción mediante tubería a presión quede ubicada en las condiciones más desfavorables de escurrimiento previsto por lo menos 2,00 m por encima de la generatriz superior de la tubería y por lo menos 1,00 m por encima de la superficie del terreno.

1.3.5.3.2.5.6. Puentes Colgantes

Los puentes colgantes son estructuras compuestas por: pilares de soporte ($H^{\circ}C^{\circ}$ o metal) y cables de sujeción de la tubería de F.G. en hormigón armado o celosías de metal que permiten el paso del agua sobre alguna depresión natural o curso de agua (ver Figura 9).

Los puentes colgantes se calculan considerando que el cable principal debe formar una catenaria. El principal estado de cargas (solicitud) en el puente, considerará los pesos propios de la tubería, cables y agua dentro de la tubería, debiéndose mayorar para prevenir el efecto de la vibración por el flujo del agua y la velocidad del viento.

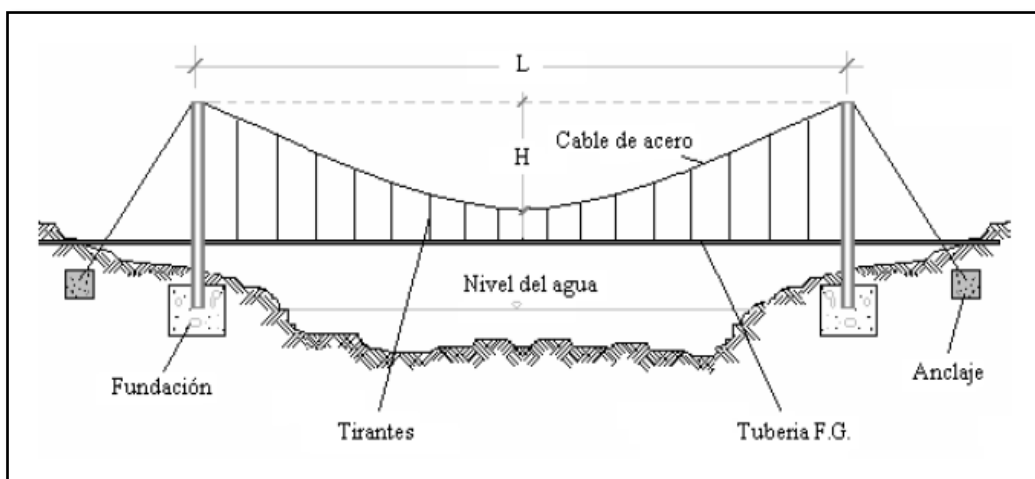


Figura 9. Puente Colgante Cruzando un río o Quebrada. (Fuente: Abastecimiento, Diseño y Construcción de Sistemas de Agua Potable)

1.3.5.3.2.5.7. Sifón Invertido

Los sifones invertidos son conductos de agua que atraviesan depresiones topográficas por presión hidráulica. Esta estructura tiene aplicación para conducir el agua potable debajo de cursos de agua y quebradas (ver Figura 10).

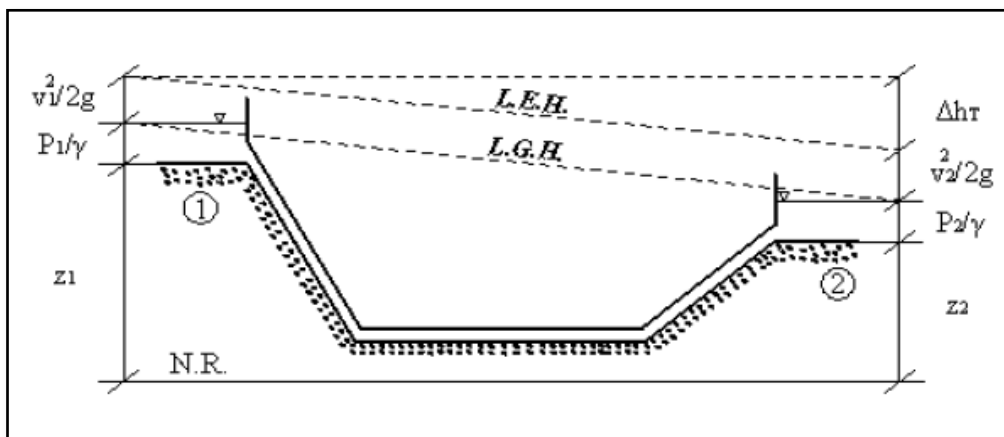


Figura 10. Sifón Invertido Cruzando una Quebrada. (Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable)

El diseño de esta estructura, se realiza mediante el análisis de las pérdidas de carga hidráulica entre el punto de entrada y salida, empleando la ecuación de Bernoulli:

$$\Delta H = E_1 - E_2 = \left(\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + Z_1 \right) - \left(\frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + Z_2 \right) \dots \dots \dots (15)$$

Donde:

v = Velocidad del agua en m/s

g = Aceleración de la gravedad en m/s^2

p = Presión interna en la tubería en kg/m^2

γ = Peso específico del agua en kg/m^3

z = Elevación o cota sobre un nivel de referencia conocido en m

ΔH = Carga hidráulica

Subíndice 1 posición al ingreso del sifón - Subíndice 2 posición a la salida del sifón.

Se estima aceptable la velocidad mínima en sifones es de 0,6 m/s.

1.3.5.3.2.5.8. Instalación de Válvulas

Las válvulas deberán soportar las presiones de diseño y ser instalados en cajas de concreto con tapas metálicas aseguradas para evitar su manipuleo por extraños al manejo del sistema.

Las válvulas más usuales son:

Válvula de compuerta:

Se instalará al inicio de la línea para el cierre del agua en caso se requiera realizar reparaciones en la línea.

Válvula de aire:

Se utiliza para eliminar bolsones de aire en los lugares de contrapendiente, que de no eliminarse produce cavitaciones en la tubería. Se debe colocar en el punto más alto de la tubería.

Válvulas de purga o limpia:

Se utiliza en sifones, en el punto más bajo para eliminar sedimentos.

Válvulas de retención:

Se utiliza en línea de impulsión, para evitar el retroceso del agua, con el consiguiente vaciado del conducto y posibles daños a la bomba.

1.3.5.3.2.5.9. Cajas de Rompe - presión (CRP)

La cámara rompe-presión deben construirse para evitar presiones elevadas, superiores a la capacidad de trabajo de las tuberías y accesorios (ver Figura 11).

La cámara rompe - presión permiten que la línea piezométrica en la línea de conducción disminuya a un valor igual a la presión atmosférica. Para la localización de las cámaras rompe presión se deben seguir los siguientes criterios: Mantener la carga máxima estática de acuerdo a la presión de trabajo del material utilizado (tuberías y accesorios). En lugares accesibles con condiciones de suelo adecuados para la construcción. Las condiciones que deben tomarse en cuenta para el diseño son: Debe estar constituida por dos cámaras interconectadas por un vertedero sumergido. La primera cámara de disipación de energía debe ser igual a $2/3$ de la longitud total de la cámara rompe presión. Las dimensiones de las cámaras deben ser calculadas para un tiempo de retención de 5 a 10 minutos. La profundidad de agua respecto a la tubería de salida, debe determinarse en función a las pérdidas de carga, garantizando una abertura necesaria que permita la circulación del caudal de diseño. El ingreso a la cámara se debe realizar mediante un chorro sumergido multidireccional. Debe instalarse una válvula a la salida y otra de limpieza. Asimismo, debe instalarse una tubería de rebose y otra de ventilación para evitar presiones negativas.

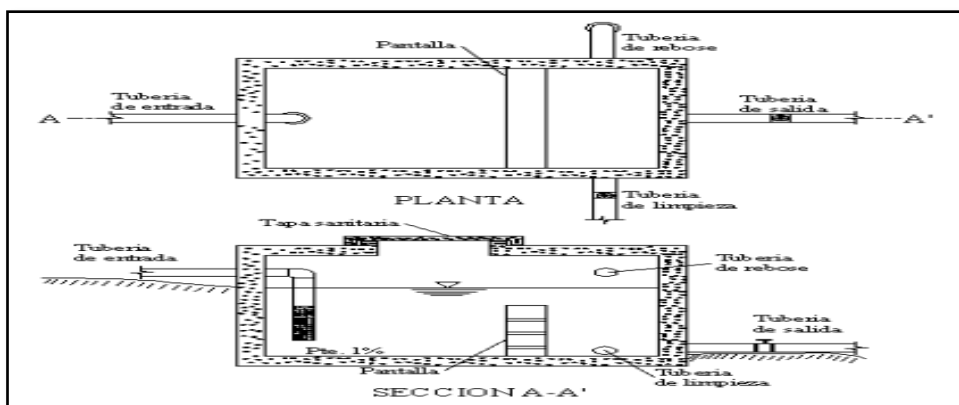


Figura 11. Cámara Rompe-Presión. (Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable)

1.3.5.3.3. Listado de Control para el Diseño (CHECK – LIST)

Tabla 11

Listado de Control para el Diseño

Ítem	Referencia
1	Caudal de diseño <ol style="list-style-type: none"> Máximo diario con reservorio Máximo horario a la red Para la línea de impulsión (horas/días)
2	Alineamiento del trazo <ol style="list-style-type: none"> Clasificación de suelos Nivel freático Cercanía de vías Deslizamientos e inundaciones Derechos de propiedad Presiones extremas Contraflechas
3	Tubería <ol style="list-style-type: none"> Clase (s) y diámetro (mínimo 2") Velocidades (mínimo 0.5 m/seg, máximo 5 m/seg) Profundidad de enterrado (0.8 – 1.2 m) Accesorios (codos, válvulas) Anclajes
4	Cajas rompe presión y válvulas
5	Construcción <ol style="list-style-type: none"> Profundidad de enterrado Material de relleno clasificado Ancho de zanja Clasificación de suelos de excavación

Fuente: Elaboración Propia

1.3.5.4. Regularización y Almacenamiento

“El tanque de regularización; es la estructura del sistema de abastecimiento de agua en la que se realiza un cambio de régimen, pasando de uno constante en la aportación a uno variable en el consumo. Esta función se realiza de la siguiente manera, el suministro de agua es continuo durante las 24 horas del día, en tanto que el consumo en la población es variable, por lo tanto, en esta estructura se almacena agua en las horas de bajo consumo, misma que se utiliza en las horas de alto consumo.” (Jiménez, 2007, p. 96)

“El agua que se capta de la fuente de abastecimiento, no se obtiene con el régimen requerido para el consumo de una población. El sitio en donde se modifica el régimen de la fuente para ajustarlo al de los consumos, se denomina tanque y se dice que es de regularización.

Con los tanques se logra también mantener una determinada presión del agua en la distribución, así como asegurar el servicio continuo del suministro.” (Rodríguez, 2001, p. 214)

1.3.5.4.1. Sedimentado

La sedimentación es un proceso muy importante. Las partículas que se encuentran en el agua pueden ser perjudiciales en los sistemas o procesos de tratamiento ya que elevadas turbiedades inhiben los procesos biológicos y se depositan en el medio filtrante causando elevadas pérdidas de carga y deterioro de la calidad del agua efluente de los filtros.

Los procedimientos de separación de material muy grueso (rejillas: gruesas y finas) se realizan o están relacionadas a las captaciones, se considera como pretratamientos y acondicionamientos previos en la planta, a unidades como desarenadores y sedimentadores.

1.3.5.4.1.1. Componentes

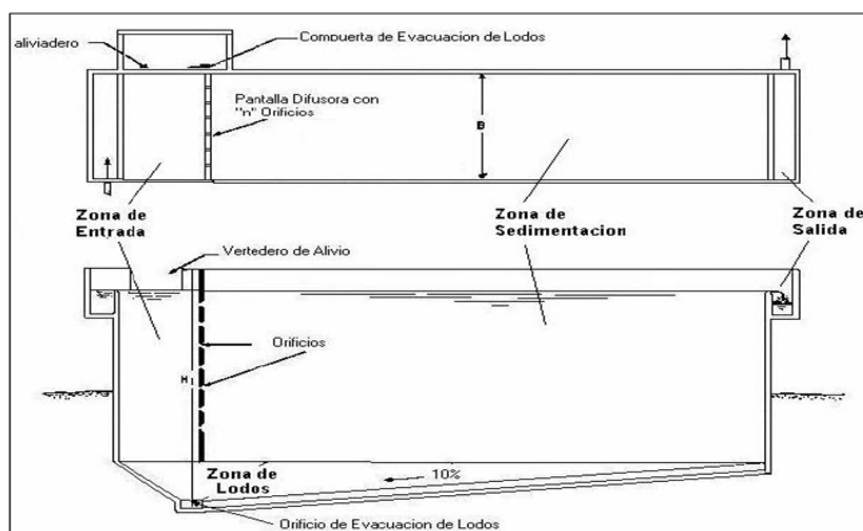


Figura 12. Sedimentador - Planta y Corte Longitudinal. (Fuente: OPS/CEPIS – Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores)

(OPS/CEPIS/UNATSABAR; 2004): Esta unidad se puede dividir en cuatro partes o zonas.

1.3.5.4.1.1.1. Zona de Entrada

Estructura hidráulica de transición, que permite una distribución uniforme del flujo dentro del sedimentador.

1.3.5.4.1.1.2. Zona de Sedimentación

Consta de un canal rectangular con volumen, longitud y condiciones de flujo adecuados para que sedimenten las partículas. La dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos, flujo pistón.

1.3.5.4.1.1.3. Zona de Salida

Constituida por un vertedero, canaletas o tubos con perforaciones que tienen la finalidad de recolectar el efluente sin perturbar la sedimentación de las partículas depositadas.

1.3.5.4.1.1.4. Zona de Recolección de Lodos

Constituida por una tolva con capacidad para depositar los lodos sedimentados, y una tubería y válvula para su evacuación periódica.

1.3.5.4.1.2. Criterios de Diseño

El periodo de diseño, teniendo en cuenta criterios económicos y técnicos es de 8 a 16 años.

El número de unidades mínimas en paralelo es de dos (02) para efectos de mantenimiento.

El periodo de operación es de 24 horas por día.

El tiempo de retención será entre 2 - 6 horas.

La carga superficial será entre los valores de 2 - 10 m³/m²/día.

La profundidad del sedimentador será entre 1,5 – 2,5 m.

La relación de las dimensiones de largo y ancho (L/B) será entre los valores de 3 a 6.

La relación de las dimensiones de largo y profundidad (L/H) será entre los valores de 5 - 20.

El fondo de la unidad debe tener una pendiente entre 5 a 10% para facilitar el deslizamiento del sedimento.

La velocidad en los orificios no debe ser mayor a 0,15 m/s para no crear perturbaciones dentro de la zona de sedimentación.

Se debe aboquillar los orificios en un ángulo de 15° en el sentido del flujo.

La descarga de lodos se debe ubicar en el primer tercio de la unidad, pues el 80% del volumen de los lodos se deposita en esa zona.

Se debe efectuar experimentalmente la determinación del volumen máximo que se va a producir.

El caudal por metro lineal de recolección en la zona de salida debe ser igual o inferior a 3 l/s.

Se debe guardar la relación de las velocidades de flujo y las dimensiones de largo y altura.

$$\frac{L}{H} = \frac{V_H}{V_S} \dots \dots \dots (16)$$

La sección de la compuerta de la evacuación de lodos (A_2) debe mantener la relación. Donde t es el tiempo de vaciado.

$$A_2 = \frac{A_S * \sqrt{H}}{4850 * t} \dots \dots \dots (17)$$

La ubicación de la pantalla difusora debe ser entre 0,7 a 1,00 m de distancia de la pared de entrada.

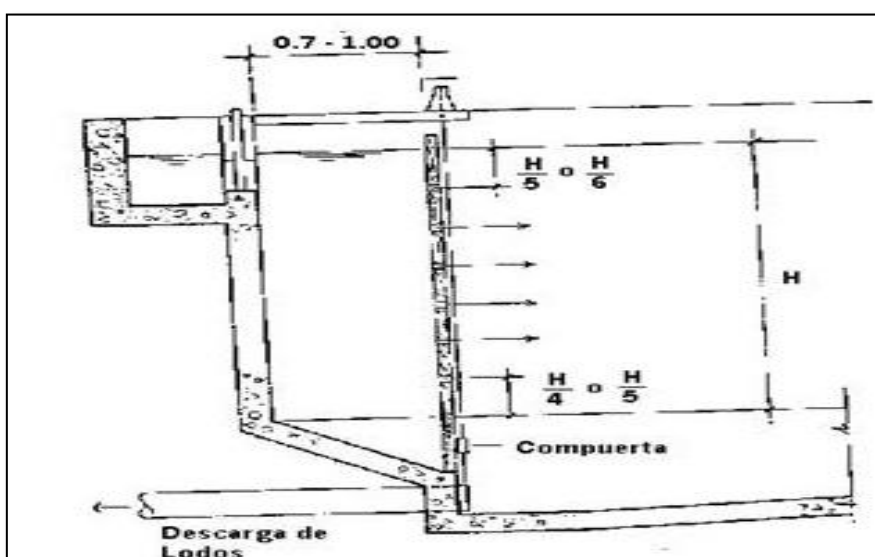


Figura 13. Ubicación de la Pantalla Difusora. (Fuente: OPS/CEPIS – Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores)

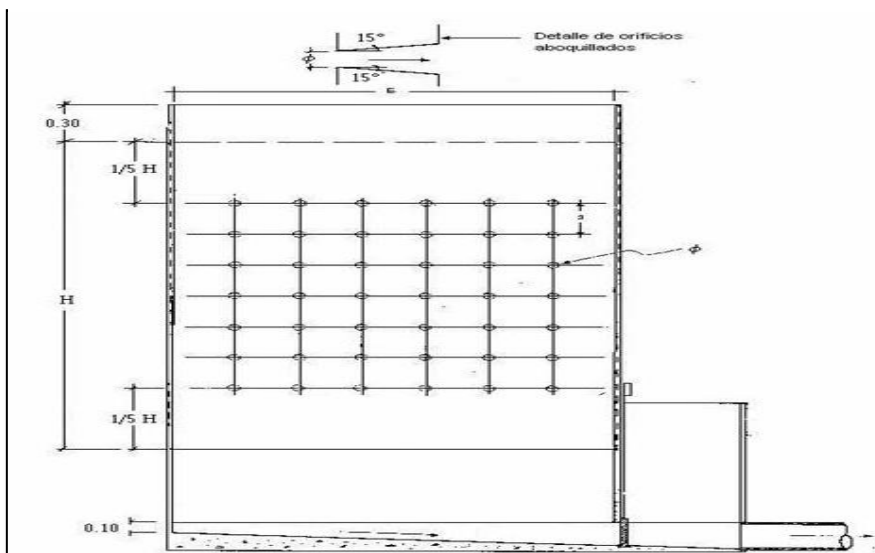


Figura 14. Pared Difusora del Sedimentador. (Fuente: OPS/CEPIS – Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores)

Los orificios más altos de la pared difusora deben estar a 1/5 o 1/6 de la altura (H) a partir de la superficie del agua y los más bajos entre 1/4 o 1/5 de la altura (H) a partir de la superficie del fondo.

1.3.5.4.1.3. Dimensionamiento

Determinar el área superficial de la unidad (A_s), que es el área superficial de la zona de sedimentación, de acuerdo a la relación:

$$A_s = \frac{Q}{V_s} \dots \dots \dots (18)$$

Siendo:

V_s : Velocidad de sedimentación (m/seg)

Q : Caudal de diseño (m³/seg)

Determinar las dimensiones de largo L (m), ancho B (m) y altura h (m) de manera tal que se cumplan las relaciones o criterios mencionados anteriormente. Considerando el espaciamiento entre la entrada y la cortina o pared de distribución de flujo.

Determinar la velocidad horizontal V_H (m/seg) de la unidad mediante la ecuación. El cual debe cumplir con las relaciones mencionadas anteriormente.

$$V_H = \frac{100 * Q}{B * H} \dots \dots \dots (19)$$

Determinar el tiempo de retención T_o (horas), mediante la relación:

$$T_o = \frac{A_s * H}{3600 * Q} \dots \dots \dots (20)$$

Determinar el número de orificios, cumpliendo con los criterios de diseño.

$$A_o = \frac{Q}{V_o} \dots \dots \dots (21)$$

Siendo:

V_o : Velocidad en los orificios (m/seg)

Q : Caudal de diseño (m³/seg)

A_o : Área total de orificios (m²)

$$n = \frac{A_o}{a_o} \dots \dots \dots (22)$$

Siendo:

a_o : Área de cada orificio (m²) y n : número de orificios.

1.3.5.4.2. Filtro Lento

1.3.5.4.2.1. Descripción

(Cánepa, L; 2005), Una unidad de filtración lenta en arena consta generalmente de los siguientes elementos: caja de filtración y estructura de entrada, sistema de drenaje, lecho filtrante, capa de agua sobrenadante, dispositivos para regulación, control y rebose.

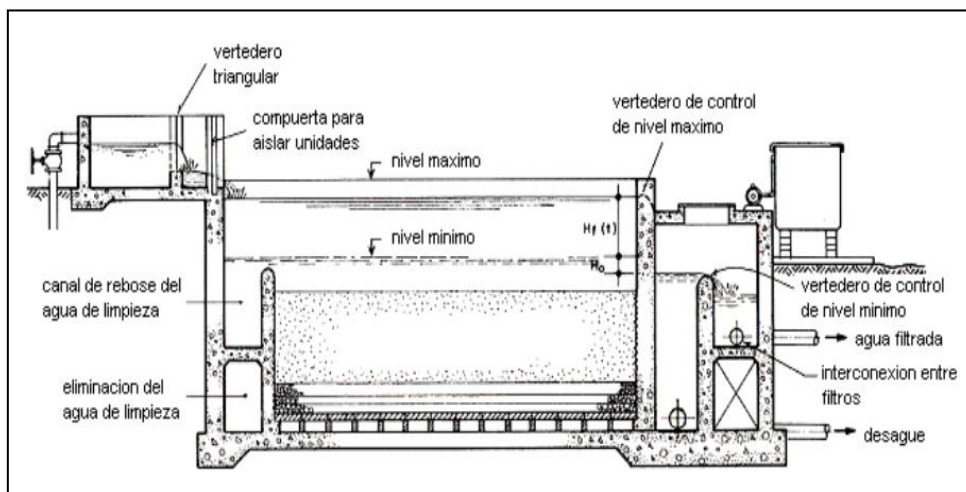


Figura 15. Corte Longitudinal de un Filtro Lento de Arena. (Fuente: OPS/CEPIS – Planta de Tratamiento de Filtros Lentos)

Caja de filtración y su estructura de entrada: La caja del filtro posee un área superficial condicionada por el caudal a tratar, la velocidad de filtración y el número de filtros especificados para operar en paralelo. Se recomiendan áreas de filtración máxima por módulo de 100 m² para facilitar las labores manuales de operación y mantenimiento el filtro. La estructura consta de un vertedor de excesos, canales o conductos para distribución, dispositivos para medición y control de flujo, cámara de entrada y ventana de acceso al filtro propiamente dicho.

Lecho filtrante: El medio filtrante debe estar compuesto por granos de arena duros y redondeados, libres de arcilla y materia orgánica. La arena no debe contener más de 2% de carbonato de calcio y magnesio.

Tabla 12*Granulometría del Lecho Filtrante*

Criterios de Diseño	Valores Recomendados
Altura de arena (m)	
Inicial	1.00
Mínima	0.50
Diámetro efectivo (mm)	0.15 – 0.35
Coefficiente de uniformidad	
Aceptable	<3
Deseable	1.8 – 2.0
Altura del lecho de soporte, incluye drenaje (m)	0.1 – 0.3

Fuente: OPS/CEPIS- plantas de tratamiento de filtros lentos

La velocidad de filtración varía entre los 0.1 y 0.2 m/h dependiendo de la calidad del agua cruda. A mayor contaminación del agua afluente menor velocidad de filtración. La altura del agua sobre el lecho filtrante puede variar entre 1.0 y 1.50 m.

Sistema de drenaje, que incluye lecho de soporte y cámara de salida

El nivel mínimo del filtro se controla mediante el vertedero de salida, el cual se debe ubicar en el mismo nivel o 0.10 m. por encima de la superficie del lecho filtrante.

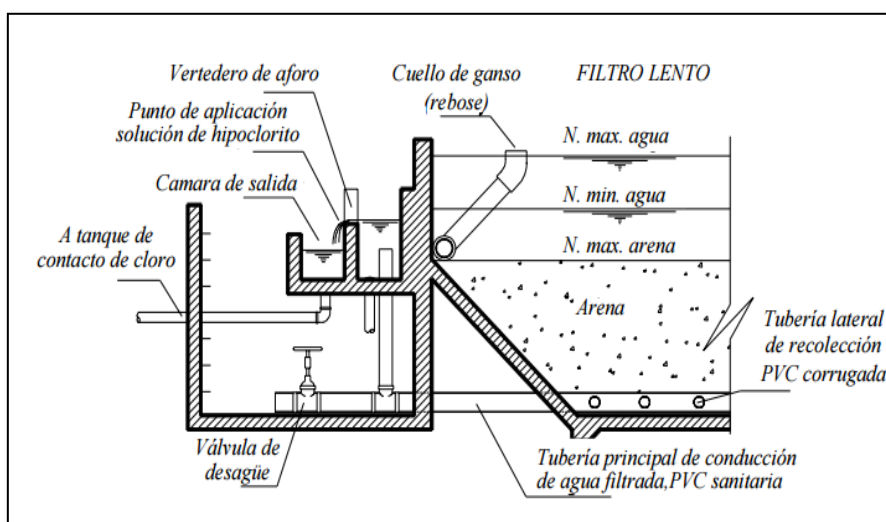


Figura 16. Estructura de Salida del Filtro Lento. (Fuente: OPS/CEPIS- plantas de tratamiento de filtros lentos)

Capa de agua sobrenadante:

Se recomienda una altura de agua sobrenadante de 1.0 a 1.5 m. y un borde libre entre los 0.2 y 0.3 m.

Conjunto de dispositivos para regulación, control y rebose de flujo:

Válvula para controlar entrada de agua pre-tratada y regular velocidad de filtración

Dispositivo para drenar capa de agua sobrenadante, “cuello de ganso”.

Conexión para llenar lecho filtrante con agua limpia

Válvula para drenar lecho filtrante

Válvula para desechar agua tratada

Válvula para suministrar agua tratada al depósito de agua limpia

Vertedero de entrada

Indicador calibrado de flujo

Vertedero de salida

Vertedero de excesos

1.3.5.4.2.2. Dimensionamiento

Caudal de diseño (Qd): Se expresa en (m³/h)

Número de unidades (N): Mínimo dos unidades de filtración

Área superficial (As):

$$As = \frac{Qd}{N \times Vf} \dots \dots \dots (23)$$

Donde:

$$As = m^2$$

Vf = velocidad de filtración (m/h)

Qd = caudal de diseño (m³/h)

N = número de unidades

Coefficiente de mínimo costo (K):

$$K = \frac{(2 * N)}{(N + 1)} \dots \dots \dots (24)$$

Longitud de unidad:

$$L = \sqrt{(As * K)} \dots \dots \dots (25)$$

f) Ancho de unidad:

$$b = \sqrt{(As/K)} \dots \dots \dots (26)$$

Velocidad de filtración real (VR):

$$VR = \frac{Qd}{2 * A * B} \dots \dots \dots (27)$$

Sistema de drenaje: Los drenes se diseñarán con el criterio de que la velocidad límite en cualquier punto de estos no sobrepase de 0.30 m/s. La relación de velocidades entre el dren principal (Vp) y los drenes secundarios (Vs) debe ser de: Vp/Vs < 0.15, para obtener una colección uniforme del agua filtrada.

1.3.5.5. Línea de alimentación

“Estarán constituidas de las tuberías que van de la fuente, del reservorio o de la planta de tratamiento a la zona de servicio.” (Veriendel, 1990, p. 32)

1.3.5.5.1. Tuberías Troncales

“Conforman la red principal de distribución, debiendo en lo posible formar circuitos cerrados. Deberán instalarse a distancias de 400 a 600 m. entre ellos.” (Veriendel, 1990, p. 63)

1.3.5.5.2. Tuberías de Servicio

“Son las tuberías que están conectadas a las troncales y dan servicio local a los predios, conforman la malla del sistema de distribución. El diámetro mínimo de la tubería de servicio será de 3”.

En caso de condiciones socio-económicas precarias y de acuerdo con el tipo de servicio se podrá admitir hasta 2” mínimo.” (Veriendel, 1990, p. 24)

1.3.5.6. Red de distribución

“La red de distribución es el conjunto de tuberías de diferentes diámetros, válvulas, grifos y demás accesorios cuyo origen está en el punto de entrada al pueblo (final de la línea de aducción) y que se desarrolla por todas las calles de la población.

Para el diseño de la red de distribución es necesario definir la ubicación tentativa del reservorio de almacenamiento con la finalidad de suministrar el agua en cantidad y presión adecuada a todos los puntos de la red. Las cantidades de agua se han definido en base a las dotaciones y en el diseño se contempla las condiciones más desfavorables, para lo cual se analizaron las variaciones de consumo considerando en el diseño de la red el consumo máximo horario (Q m.h.).

Las presiones deben satisfacer las condiciones máximas y mínimas para las diferentes situaciones de análisis que puedan ocurrir. En tal sentido, la red debe mantener presiones de servicio mínimas, que sean capaces de llevar agua al interior de las viviendas (parte alta del pueblo). También en la red deben existir limitaciones de presiones máximas tales que no provoquen daños en las conexiones y que permitan el servicio sin mayores inconvenientes de uso (parte baja).” (Agüero, 1997, p. 93)

1.3.6. Estudio de Campo y Recopilación de la Información

“La primera acción que debe realizarse a efectos de determinar la factibilidad de un proyecto es la visita a la zona. En ella, buscando la máxima participación de la población, se realizan las actividades de reconocimiento de campo y recopilación de la información básica necesaria para la elaboración de los estudios. Durante su permanencia, el técnico deberá

coordinar diversas reuniones a fin de conocer la situación actual de consumo de agua y evaluar la participación comunal, y discutir el proyecto con la mayor cantidad de beneficiarios; Para ello, sin crear falsas expectativas, se debe explicar la importancia del agua potable y el procedimiento de trabajo a seguir para concretar el proyecto.” (Agüero, 1997, p. 09)

1.3.7. Almacenamiento de agua Bruta

“El almacenamiento de agua bruta se hace necesario cuando la fuente de agua no tiene un caudal suficiente durante todo el año para suplir la cantidad de agua necesaria. Para almacenar el agua de los ríos o arroyos que no garantizan en todo momento el caudal necesario se construyen embalses.” (Rodríguez, 2001, p. 55)

1.3.8. Tratamiento de agua Bruta

“El tratamiento del agua para hacerla potable es la parte más delicada del sistema. El tipo de tratamiento es muy variado en función de la calidad del agua bruta. Una planta de tratamiento de agua potable generalmente consta de los siguientes componentes:

Reja para la retención de material grueso, tanto flotante como de arrastre de fondo.

Desarenador, para retener el material en suspensión de tamaño fino.

Floculadores, donde se adicionan químicos que facilitan la decantación de sustancias en suspensión coloidal y materiales muy finos en general.

Decantadores, o sedimentadores que separan una parte importante del material fino.

Filtros, que terminan de retirar el material en suspensión.

Dispositivo de desinfección.” (Rodríguez, 2001, p. 135)

1.3.9. Almacenamiento de Agua Tratada

“El almacenamiento del agua tratada tiene la función de compensar las variaciones horarias del consumo, y almacenar un volumen estratégico para situaciones de emergencia, como por ejemplo incendios. Existen dos tipos de tanques para agua tratada:

Tanques apoyados en el suelo.

Tanques elevados”. (Rodríguez, 2001, p. 53)

1.3.10. Calidad del Agua

“El estudio de la calidad del agua se funda en la investigación de las características físico-químicas de la fuente ya sea subterránea, superficial o de precipitación pluvial. Para verificar si el agua es o no apta para el consumo humano, debe satisfacer determinados requisitos de potabilidad, denominadas normas de calidad del agua, esto en virtud de que en la actualidad ya no es tan fácil disponer de una fuente de aprovechamiento de agua, apropiada para dotar a una población de dicho líquido potable, pues en los últimos años debido al crecimiento de

las ciudades, de las industrias, etc. las cuales vierten sus aguas residuales sin tratamiento a las corrientes naturales, tales como ríos, lagos y lagunas las han llevado a contaminar en gran medida que ya no es posible su aprovechamiento. Recordemos que la contaminación es una Bomba de “tiempo retardado”. El hombre se preocupa solo por la cantidad del agua, y no por su calidad, pero pasado los años cuando se presente el problema de la contaminación, obliga al hombre a preocuparse también por la calidad y es esta la etapa actual que requiere una atención urgente para evitar “la crisis del agua”. Para conocer las características del agua es necesario hacer una serie de análisis y ensayos de laboratorio.

Se dice que un agua es Potable aquella que es apta para el consumo humano y que cumpla con los requisitos físicos, químicos y microbiológicos establecidos en la norma.

El agua y los alimentos son vehículos de transmisión de enfermedades cuya puerta de penetración es la boca y tubo digestivo. El agua puede contener agentes infecciosos de cólera, de la tifoidea, paratifoidea, disentería, amibiasis y teniasis. Por lo que, para conocer las características del agua se realizan una serie de análisis de laboratorio.

En la actualidad ya no es tan fácil disponer de una fuente de aprovisionamiento de agua, apropiada para dotar a una población de dicho líquido potable, pues en los últimos años debido al gran crecimiento de las ciudades, de las industrias, etc. las cuales vierten sus aguas residuales a los cauces naturales sin ningún tratamiento, esto ha llevado a que los mantos freáticos se vean fuertemente contaminados de tal forma que estas aguas ya no son aprovechables actualmente.” (Rodríguez, 2001, p. 67)

1.3.10.1. Importancia Sanitaria

“Son aspectos sanitarios de abastecimiento de agua fundamentalmente.

Controlar y prevenir enfermedades.

Implantar hábitos higiénicos a la población como, por ejemplo, lavarse las manos y limpieza de utensilios.

Facilita la limpieza pública.

Facilita la práctica deportiva.” (Rodríguez, 2001, p. 122)

1.3.10.2. Importancia Económica

“Aumentar la vida media para disminuir la mortalidad

Aumentar la vida productiva del individuo, disminuyendo el tiempo perdido por enfermedades.

Facilitar la instalación de industrias.” (Rodríguez, 2001, p. 111)

1.3.10.3. Requisitos de Potabilidad

“Para verificar si el agua es o no apta para el consumo humano, debe satisfacer determinados requisitos de potabilidad, denominadas normas de calidad del agua. Para conocer esto es indispensable realizar determinados análisis como son: físicos, químicos, bacteriológicos, microscópicos y radiológicos.” **(Rodríguez, 2001, p. 67)**

1.3.10.3.1. Análisis Físicos

“Estos análisis consisten en determinar la turbiedad, color, olor, sabor y temperatura.

La turbiedad se refiere a la materia orgánica en suspensión: arcillas, barros, materia orgánica y otros organismos microscópicos, etc.

Sanitariamente es inocua si es debida a arcilla o a otras sustancias minerales, pero es peligrosa si la turbiedad proviene de aguas calcáreas o residuos industriales.

El color proviene generalmente de la descomposición de materia vegetal o de las sales de hierro. No debe exceder del grado 20 de la escala normal de cobalto, pero es preferible se mantenga por debajo de 10.

El olor y el sabor son dos sensaciones que tienen una relación íntima y van casi siempre unidos; sin embargo, a veces puede haber sabor en el agua sin que se aprecie olor alguno.

No existe forma de medir el olor y el sabor, por lo tanto, en los análisis solo se indica si este es aromático, rancio, etc.” **(Fair, 1995, p. 88)**

1.3.10.3.2. Análisis Químico

“El análisis químico tiene dos objetivos:

Averiguar la composición mineral del agua (Figura 17) y su posibilidad de empleo para la bebida, los usos domésticos o industriales.

Averiguar los indicios sobre la contaminación por el contenido de cuerpos incompatibles con su origen geológico.” **(Fair, 1995, p. 75)**

PH	EN PPM
Nitrógeno (N) amoniacal.	0.6 a 8
Nitrógeno (N) proteico.	0.50
Nitrógeno (N) de nitritos.	0.10
(con análisis bacteriológicos aceptables).	0.05
Nitrógeno (N) de nitratos	5.00
Oxígeno (O) consumido	3.00
En medio Ácido o Alcalino sólidos totales,. de preferencia hasta 500, pero tolerándose.	1000
Alcalinidad total, expresada en CaCO ₃	400
Dureza permanente o de no carbonatos expresada en CaCO ₃ en aguas naturales.	150
Dureza total, expresada en CaCO ₃	300
Cloruros, expresados en Cl.	250
sulfatos, expresado en SO ₄ .	250
Magnesio, expresado en Mg.	125
Zinc, expresado en SNI.	15
Cobre, expresado en Cu.	3
Fluoruros, expresada en Fl.	1.5
Hierro, magnesio, expresado en Fr Mn.	0.30
Plomo, expresado en Po.	0.01
Arsénico, expresado en As.	0.05
Selenio, expresado en Se.	0.05
Cromo fenólico, expresado en Feno.	0.0001
Cloro libre, en aguas cloradas no menos de	0.20
Cloro libre en aguas sobrecloradas, no menos de .	0.20
Ni más de	1.00

Figura 17. Características del Agua Potable. (Fuente: Abastecimiento de Agua, Instituto Tecnológico de Oaxaca)

1.3.10.3.3. Análisis Microscópico

“Este análisis explica la presencia de olores y sabores inconvenientes, la presencia de aguas negras y la presencia de un exceso de desechos tóxicos. La mayor utilidad de los análisis microscópicos es encontrar las algas que producen el olor y el sabor.” (Fair, 1995, p. 84)

1.3.10.3.4. Análisis Bacteriológicos

“Las bacterias son seres microscópicos de vida unicelular. Existen en diferentes lugares, pero por lo general cada tipo en su ambiente natural y su presencia en otro medio es meramente accidental.

El examen se hace para determinar el número de bacterias que pueden desarrollarse bajo condiciones comunes, así como detectar la presencia de bacterias del grupo intestinal, que, en caso afirmativo, constituye un índice de que la contaminación es de origen fecal.

El agua potable está libre de gérmenes patógenos de la contaminación fecal humana: Se considera que el agua está libre de gérmenes patógenos, cuando la investigación bacteriológica da como resultado final:

Menos de 20 organismos del grupo Coli y Coliformes por litro de muestra, definiéndose como organismos de los grupos Coli y Coliforme todos los bacilos esporógenos, gran negativo que fomentan el caldo lactosado con formación de gas.

Menos de 200 colonias bacterianas por c.c. de muestra en placa de agar incubada a 37 ° C por 24 hrs.

Ausencia de colonias bacterianas licuantes de la gelatina, cromógenas o fétidas en la siembra de un centímetro cúbico de muestra en gelatina incubada a 20 ° C por 48 hrs.” (Fair, 1995, p. 62)

1.3.10.3.5. Análisis Radiológico

“El avance de la ciencia y de la técnica ha impuesto el uso de elementos radioactivos que por lo mismo desechan las llamadas basuras radioactivas como consecuencia de actividades de investigaciones científicas en unos casos y como residuos de procedencia industriales en otros.

Este análisis determina la radiactividad (neta, total suspendida, suelta); y la presencia de estrocito total radioactivo.

Para la realización de estos análisis es necesario tomar muestras representativas de agua de la fuente de captación, se procede a tomar de 4 a 5 lts. de agua en garrafones de vidrio y/o de polietileno transparente, estos deberán estar perfectamente limpios a la muestra se le colocará una etiqueta en la que señale: la fecha en que se tomó, el nombre de la fuente, la orientación y el nombre de la localidad, esta deberá ser enviado al laboratorio para sus análisis.” (Fair, 1995, p. 12)

1.3.11. Población Del Proyecto

“Para efectuar la elaboración de un proyecto de abastecimiento de agua potable es necesario determinar la población futura de la localidad, así como de la clasificación de su nivel socioeconómico dividido en tres tipos: Popular, Media y Residencial. Igualmente se debe distinguir si son zonas comerciales o industriales, sobre todo, al final del periodo económico de la obra.

La población actual se determina en base a los datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadísticas, Geografía e Informática (INEGI), tomando en cuenta los últimos tres censos disponibles para el proyecto hasta el año de realización de los estudios y proyectos.

En el cálculo de la población de proyecto o futura intervienen diversos factores como son:
Crecimiento Histórico.

Variación de las Tasas de Crecimiento.

Características Migratorias.

Perspectivas de Desarrollo Económico.

La forma más conveniente para determinar la población de proyecto o futura de una localidad se basa en su pasado desarrollo, tomado de los datos estadísticos. Los datos de los censos de población pueden adaptarse a un modelo matemático, como son:” (**Veriendel, 1990, p. 26**)

1.3.11.1. Método Aritmético

“Consiste en averiguar los aumentos absolutos que ha tenido la población y determinar el crecimiento anual promedio para un periodo fijo y aplicarlos en años futuros. Primeramente, se determinará el crecimiento anual promedio por medio de la expresión:

$$I = \frac{Pa - Pi}{n}$$

Dónde:

I = Crecimiento anual promedio.

Pa = Población actual (la del último censo).

Pi = Población del primer censo.

n = Años transcurrido entre el primer censo y el último.

Enseguida se procede a calcular la población futura por medio de la expresión:

$$Pf = Pa + I N$$

Dónde:

Pf = Población futura.

Pa = Población actual.

N = Periodo económico que fija el proyectista en base a las especificaciones técnicas de la Comisión Nacional del Agua.

I = Crecimiento anual promedio.” (**Veriendel, 1990, p. 27**)

1.3.11.2. Método Geométrico por Porcentaje

“Consiste en determinar el porcentaje anual de aumento por medio de los porcentajes de aumento en los años anteriores y aplicarlo en el futuro. Dicho en otras palabras, se calculan los cinco decenales de incremento y se calcula el porcentaje anual promedio.

$$\% \text{ anual promedio} = \frac{\%Pr \sum \%}{n}$$

Dónde:

$\sum \%$ = suma de porcentajes decenales.

n = número de años entre el primer censo y el último.

La fórmula para determinar la población de proyecto es:

$$Pf = Pa + Pa (\% Pr) N / 100$$

Donde:

Pf = población futura.

Pa = población actual del último censo.

N = Periodo económico que fija el proyectista en base a las especificaciones técnicas de la Comisión Nacional del Agua.” (Veriendel, 1990, p. 29)

1.3.11.3. Método Geométrico Por Incremento Medio Total

“Este método consiste en suponer que la población tendrá un incremento análogo al que sigue un capital primitivo sujeto al interés compuesto, en el que el rédito es el factor de crecimiento. La fórmula para determinar la población futura o de proyecto es:

$$Pf = Pa (1+r)^n$$

Aplicando la condición de los logaritmos en esta ecuación, se tiene que:

$$\text{LOG } (1+R) = (\log Pf - \log Pa) / n$$

Despejando al Logaritmo de la población futura tenemos que la expresión queda:

$$\log pf = \log pa + n \log (1+r).$$

Dónde:

Pf = Población futura.

Pa = Población del último censo.

n = Periodo de diseño (económico).

r = Taza de crecimiento o factor de crecimiento.” (Veriendel, 1990, p. 30)

1.3.11.4. Método de la Fórmula de Malthus

“La fórmula correspondiente es:

$$Pf = Pa (1 + \Delta)^x$$

Dónde:

Pf = Población futura.

Pa = Población actual (último censo).

Δ = Es el incremento medio anual.

x = número de periodos decenales a partir del periodo económico que se fije.

El incremento medio (Δ) se obtendrá dividiendo el incremento decenal entre el número de veces que se restaron (Δ promedio = $\Sigma \Delta / N^{\circ}$. de veces).” (Veriendel, 1990, p. 31)

1.3.11.5. Método de Extensión Gráfica

“La metodología que se sigue al aplicar este método es la siguiente:

Con los datos censales se forma una gráfica en donde se sitúan los valores de los censos en un sistema de ejes rectangulares en el que las abscisas(x), representan los años de los censos y las ordenadas (y) el número de habitantes. A continuación, se traza una curva media entre

los puntos así determinados, prolongándose a ojo esta curva, hasta el año cuyo número de habitantes se desea conocer.” (Veriendel, 1990, p. 32)

1.3.12. Periodo de Diseño

“Se entiende por Periodo Diseño el tiempo en el cual se estima que las obras por construir serán eficientes. El período de diseño es menor que la Vida Útil o sea el tiempo que razonablemente se espera que la obra sirva a los propósitos sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que se requieran ser eliminadas por insuficientes.

Además de la vida útil y del Período de Diseño, en los aspectos de financiamiento de las obras se habla a menudo del Período Económico de Diseño el que se ha definido tradicionalmente como el tiempo durante el cual una obra de ingeniería funciona “Económicamente”. Sin embargo, el determinar este aspecto en un país como México resulta subjetivo puesto que no existen los recursos financieros para construir cada vez que concluyen los períodos económicos de las obras en cuestión que deberían ser sustituidas de acuerdo a este criterio. Por lo anterior, en este texto se denominará “Período Económico de Diseño” al tiempo en el cual se amortiza, es decir, se paga el crédito con el cual se ejecute el proyecto. Considerando lo anterior, el dimensionamiento de las obras se realizará a períodos de corto plazo, definiendo siempre aquellas que, por sus condiciones específicas, pudieran requerir un período de diseño mayor por economía de escala.

Las especificaciones técnicas para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable de la Comisión Nacional del Agua (Conagua) han fijado los siguientes periodos de diseño.

Para localidades de 2500 a 15000 habitantes de proyecto, el periodo económico se tomará de 6 a 10 años.

Para localidades medianas de 15000 a 40000 habitantes de proyecto, el periodo económico se tomará de 10 a 15 años.

Para localidades urbanas grandes el periodo económico se tomará de 15 a 25 años.” (Hernández, 1987, p. 37)

1.3.13. Dotación

“Se entiende por dotación la cantidad de agua que se asigna para cada habitante y que incluye el consumo de todos los servicios que realiza en un día medio anual, tomando en cuenta las pérdidas. Se expresa en litros. / habitante-día. Esta dotación es una consecuencia del estudio de las necesidades de agua de una población, quien la demanda por los usos siguientes: para saciar la sed, para el lavado de ropa, para el aseo personal, la cocina, para el aseo de la

habitación, para el riego de calles, para los baños, para usos industriales y comerciales, así como para el uso público.” (Rodríguez, 2001, p. 45)

1.3.14. Gasto de Diseño

“Los gastos de diseño para el estudio y elaboración de un proyecto de abastecimiento de agua potable son:” (Rodríguez, 2001, p. 47)

1.3.14.1. Gasto Medio Diario

“Cantidad de agua requerida por un habitante en un día cualquiera del año de consumo promedio.

$$Q \text{ m.d.} = P_f \times D / 86,400 \text{ seg} \quad \text{en l/s}$$

Dónde:

$Q \text{ m.d.}$ = Gasto promedio diario, en l. p. s.

P_f = Población futura.

D = Dotación en litros/ habitantes - día.

86400 = segundos que tiene un día.” (Rodríguez, 2001, p. 48)

1.3.14.2. Gasto Máximo Diario

“El consumo medio anual sufre variaciones en más y en menos, pues hay días que por la actividad, la temperatura u otra causa, se demanda un consumo mayor que el medio anual; este consumo se estima que fluctúa entre 120 % para lugares de clima uniforme y de 130 % para clima variable, pero en poblaciones pequeñas llega a 200%.

La fórmula para calcular el gasto máximo diario es;

$$Q \text{ M.D.} = Q \text{ m.d.} \times c.v.d.$$

Dónde:

$Q \text{ M.D.}$ = Gasto máximo Diario, l/s

$Q \text{ m.d.}$ = Gasto medio diario, en l/s

$c.v.d$ = coeficiente de variación diaria, normalmente se aplica 1.3” (Rodríguez, 2001, p. 48).

1.3.14.3. Gasto Máximo Horario

“Este gasto sufre variaciones en las diferentes horas del día, por lo que en el día de mayor consumo lo que interesa es saber en qué horas de las 24 se requiere mayor gasto. Se ha observado que en las horas de mayor actividad se alcanza hasta un 150% de "gasto máximo diario" y el coeficiente con el que se afecta al "gasto máximo diario" se llama "coeficiente de variación horaria" cuyo valor es de 1.5, gasto que se toma como base para el cálculo del volumen requerido para la población en la hora de máximo consumo.

La expresión para determinar el gasto Máximo horario es:

$$Q \text{ máx. } H = Q \text{ máx. } d \times C.V.H$$

Dónde:

$Q \text{ máx. } H$ = Gasto máximo Horario, en l.p.s.

$C.V.H$ = Coeficiente de variación horaria

El gasto máximo horario se usa en el Diseño de:

El diámetro de la línea de alimentación

El diámetro de la red de distribución del sistema.” (Rodríguez, 2001, p. 51)

1.3.15. Durabilidad o Vida Útil de las Instalaciones

“Dependerá de la resistencia física del material a factores adversos de desgaste u obsolescencia. Así, al hablar de tuberías como elemento de primer orden dentro de un acueducto, se encuentran distintas resistencias al desgaste por corrosión, erosión y fragilidad; siendo entonces estos factores determinantes en su durabilidad o en el establecimiento de períodos de diseño, puesto que sería ilógico seleccionarlos con capacidad superior al máximo que les fija su resistencia física. Siendo un sistema de abastecimiento de agua una obra muy compleja, constituidos por obras de concreto, metálicas, tuberías, estaciones de bombeo, etc., cuya resistencia física es variable, no es posible pensar en períodos de diseños uniformes. Cabe destacar que cuanto mayor sea la vida útil del sistema diseñado, mayor será la dificultad para hacer ampliaciones del mismo al final del período de diseño. Los períodos de diseño empleados a menudo en la práctica se muestran en la Tabla 13.” (Hernández, 1987, p. 15)

Tabla 13

Períodos de Diseños Recomendados para Estructuras Hidráulicas

Población (habitantes)	Período de diseño
Menos de 4,000	5 años
De 4,000 a 15,000	10 años
De 15,000 a 70,000	15 años
Más de 70,000	20 años
Menos de 4,000	5 años

Fuente: Abastecimiento de Agua, Instituto Tecnológico de Oaxaca

1.3.16. Definición de términos básicos

1.3.16.1. Provisión

Es la acción y efecto de proveer, El término suele utilizarse para nombrar al conjunto de cosas que se reservan para un fin determinado.

1.3.16.2. Potabilización

Es la acción de lograr que el agua se vuelva potable (es decir, apta para el consumo humano).

1.3.16.3. Colectora

Se denomina colector o alcantarilla colectora al conducto del alcantarillado público en el que vierten sus aguas diversos ramales de una alcantarilla. Se construye bajo tierra, a menudo al medio de las calles importantes, de manera que cada una de las viviendas de esa vía puedan conectarse para la evacuación apropiada de las aguas residuales.

1.3.16.4. Abastecimiento de Agua

Es un sistema de obras de ingeniería, concatenadas que permiten llevar hasta la vivienda de los habitantes de una ciudad, pueblo o área rural con población relativamente densa, el agua potable.

1.3.16.5. Erosión

Desgaste y modelación de la corteza terrestre causada por la acción del viento, la lluvia, los procesos fluviales, marítimos y glaciales, y por la acción de los seres vivos.

1.3.16.6. Regulación

Ajustar o poner en orden algo, reglar el funcionamiento de un sistema, determinar normas.

1.3.16.7. Fuente

Lugar donde brota una corriente de agua, ya sea del suelo, de entre las rocas, de un caño o de una llave.

1.3.16.8. Predio

Es una pertenencia inmueble de una cierta extensión superficial. Puede decirse, por lo tanto, que los predios son tierras o terrenos delimitados.

1.3.16.9. Precarias

Que carece de los recursos y medios económicos suficientes.

1.3.16.10. Factibilidad

Se refiere a la disponibilidad de los recursos necesarios para llevar a cabo los objetivos o metas señaladas. Generalmente la factibilidad se determina sobre un proyecto.

1.3.16.11. Agua Bruta

El agua bruta o agua cruda es el nombre que recibe el agua que no ha recibido ningún tratamiento, y que generalmente se encuentra en fuentes y reservas naturales de aguas superficiales y subterráneas.

1.3.16.12. Embalses

Se denomina así a la acumulación de agua producida por una construcción en el lecho de un río o arroyo que cierra parcial o totalmente su cauce. La construcción del embalse puede ocurrir por causas naturales como, el derrumbe de una ladera en un tramo estrecho del río o

arroyo, la acumulación de placas de hielo o las construcciones hechas por los castores, y por obras construidas por el hombre para tal fin, como son las presas.

1.3.16.13. Decantadores

Dispositivo usado para separar, por gravedad, las partículas en suspensión en una masa de agua.

1.4. Formulación del Problema

¿Cuánto influye el Diseño Hidráulico de un sistema de abastecimiento de agua potable, en la calidad de vida en El Centro Poblado de La Marginal, distrito de Cuñumbuqui, Provincia de Lamas-Región San Martín?

1.5. Justificación de Estudio

Sabemos que el agua, como fuente de vida, es de suma importancia para el desarrollo de una sociedad, la falta de este recurso hídrico pone en riesgo la integridad física de las personas, y el distrito de Cuñumbuqui no se encuentra ajena a esta realidad, el Centro Poblado de La Marginal no cuenta con un servicio de agua que garantice el bienestar de sus pobladores, en la actualidad posee un servicio de abastecimiento de agua que no está basado en los parámetros de la ingeniería y no existe intervención del Ministerio de Vivienda y Saneamiento, ante este problema es necesario realizar una investigación para conocer la calidad y la cantidad de la fuente natural de agua y los estudios necesarios para el diseño del sistema de abastecimiento de agua en El Centro Poblado de La Marginal, para así dar el bienestar y la seguridad a las familias, que habitan en esta parte del distrito de Cuñumbuqui, provincia de Lamas, para la satisfacción de su necesidad por el consumo de agua potable y saludable.

1.5.1. Justificación teórica

Para realizar esta investigación, se utilizaron teorías relacionadas en el campo de la hidrología, topografía, mecánica de suelo, hidráulica que nos ayudaran a encontrar datos exactos y confiables para la propuesta del sistema de abastecimiento.

Valor Teórico: Permitirá ampliar conocimientos sobre la calidad de agua que es consumida actualmente, las características topográficas de la zona, la cantidad de población actual, información que garantiza que los resultados servirán a los entes interesados como una herramienta de trabajo que ayude a realizar el mejor aprovechamiento de este recurso hídrico.

1.5.2. Justificación Metodológica

El trabajo de investigación se realizará de acuerdo a los pasos que se siguen en la investigación científica, lo que me lleva a desarrollar procedimientos y técnicas de

investigación como: Revisión bibliográfica de la zona de estudio, recolección de datos hidrológicos, y la utilización de conocimientos en la estadística, todo esto se realizará con el fin de establecer una metodología de investigación en el análisis del problema, que en consecuencia nos guiará en la obtención de conclusiones críticas y que las recomendaciones ayuden y complementen el manejo del recurso hídrico.

1.5.3. Justificación Técnica

Utilizar los recursos tecnológicos que sean necesarios para llevar a cabo la investigación, definir la fuente de abastecimiento, captación, almacenamiento, las curvas de nivel comprendidas en la zona, definir las pendientes, presiones, caudales afluentes y efluentes, posteriormente realizar el diseño del sistema de abastecimiento.

1.5.4. Justificación Práctica

Esta investigación nos permite conocer las condiciones reales en las que se encuentra El Centro Poblado La Marginal del distrito de Cuñumbuqui, por la carencia de un sistema de abastecimiento de agua eficiente y de calidad.

1.5.5. Justificación social

Se necesita para ello tener un previo acercamiento con la localidad; el diálogo con las personas más tiempo han vivido en el pueblo y recolectar los necesarios antecedentes orales que nos puedan facilitar el estudio previo, para generar confianza y bienestar en la sociedad por llevar a cabo esta investigación.

1.6. Hipótesis

“El diseño hidráulico del sistema de abastecimiento agua potable permite contar con una alternativa de solución para un servicio eficiente y de calidad, con condiciones óptimas de salubridad para el consumo humano; así mismo, satisfacer las necesidades primarias (básicas) por ende mejorará las condiciones de vida, tales como salud, alimentación, educación y economía en El Centro Poblado de La Marginal del distrito de Cuñumbuqui, provincia de Lamas-Región San Martín”.

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo General

Realizar el diseño hidráulico de un sistema de Abastecimiento de agua potable para mejorar la calidad de vida en El Centro Poblado de La Marginal del distrito de Cuñumbuqui, provincia de Lamas.

1.7.2. Objetivos específicos

Identificar la fuente principal para abastecimiento de agua a la población.

Realizar los estudios de cantidad y calidad del agua, correspondientes para su debido tratamiento y potabilización para el consumo humano.

Realizar estudios topográficos y estudios de impacto ambiental necesarios en la zona, para determinar la configuración y cotas del terreno, así como, la posición sobre la superficie de la tierra para conocer la pendiente de diseño y el camino más favorable para los diferentes tramos de la infraestructura.

Diseñar los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable: captación, línea de conducción, tratamiento, almacenamiento aducción, red de distribución.

CAPITULO II

MÉTODO

2.1. Diseño de investigación

La investigación se llevará a cabo en cuatro etapas:

En la primera etapa, se harán visita a la zona (reconocimiento de las calles en estudio), variando los días de visita para estar pendiente de los constantes cambios climáticos que se tiene en dicha zona y así tener la dimensión e importancia de la obra que se desarrollare para su posterior ejecución.

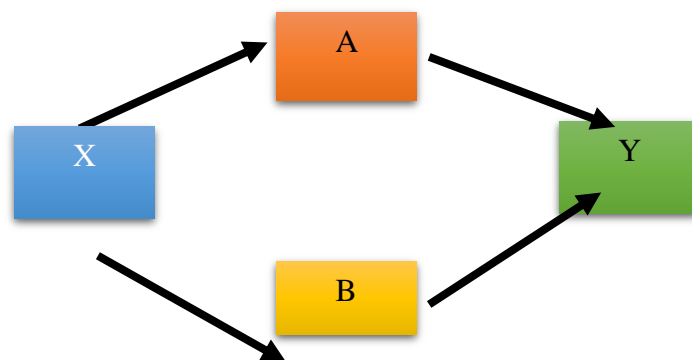
En la segunda etapa de la investigación, se tomarán los datos que se consideren necesarios en campo por ejemplo la cantidad de familias que residen en esta zona, factores climáticos, tipo de utilización del agua, etc.

La tercera etapa consistirá en la ejecución de ensayos y pruebas de laboratorio siguiendo las especificaciones técnicas que se necesiten.

Estos estudios nos permitirán efectuar los posteriores métodos y sistemas que se requieran para el saneamiento básico de agua potable en El Centro Poblado de La Marginal, distrito de Cuñumbuqui; como por ejemplo el agua, la fuente de captación, el sistema de distribución, etc.

La última etapa de la investigación se evaluará e interpretarán los métodos obtenidos mediante los ensayos y pruebas que se efectuaron para el posterior sistema de saneamiento básico de agua potable en El Centro Poblado de La Marginal.

El diseño de investigación es el siguiente:



Donde:

X: Situación de la Investigación en la fase de estudio

A: estudios para determinar el caudal de diseño

B: estudios de ingeniería para fundamentar el diseño del drenaje pluvial en la zona.

Y: resultado del estudio de evaluación, que presenta la alternativa de solución.

2.2. Variables, Operacionalización

2.2.1. Sistema de Variables

2.2.1.1. Variable Independiente

Diseño hidráulico del Sistema de Abastecimiento de agua potable.

2.2.1.2. Variable Dependiente

Mejorar la calidad de la vida en El Centro Poblado de La Marginal

2.2.2. Operacionalización de Variables

OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES				
VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
Abastecimiento	Es la actividad económica encaminada a cubrir las necesidades de consumo de una unidad económica en tiempo, forma y calidad, aplicándose muy especialmente cuando ese sujeto económico es una ciudad.	Es aquella que facilita que el agua avance desde el punto de captación hasta el de distribución en condiciones aptas para su consumo.	<ul style="list-style-type: none"> • Topografía del terreno. 	Caudal de diseño (m ³ /s)
			<ul style="list-style-type: none"> • La fuente de abastecimiento. 	
			<ul style="list-style-type: none"> • Población futura. 	
Agua para Consumo Humano	Es la acción y efecto de consumir o gastar un bien sean productos, bienes o servicios para satisfacer necesidades primarias y secundarias.	Se considera de buena calidad cuando es salubre y limpia es decir cuando no contiene microorganismos patógenos ni contaminantes a niveles capaces de afectar adversamente la salud de los consumidores.	<ul style="list-style-type: none"> • Calidad de vida de la población. 	Dotación diaria Litros/hab/día
			<ul style="list-style-type: none"> • La calidad del agua. 	
			<ul style="list-style-type: none"> • La cantidad de agua. 	

2.3. Población y Muestra

2.3.1. Universo

Estará compuesto por todos los sistemas de abastecimiento de agua potable del Departamento de San Martín, puesto que la investigación es plenamente aplicada.

2.3.2. Población

Está compuesto por la población futura en El Centro Poblado de La Marginal.

2.3.3. Muestra

Está compuesto por la dotación diaria de agua para consumo humano, para los habitantes en El Centro Poblado de La Marginal.

2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

2.4.1. Técnicas

Para recolección y selección de datos no existe un instrumento específico dado que la investigación no es experimental, pero si existe la utilización de equipos de topografía y datos referenciales para la obtención de una caracterización del agua. Así también se utilizó información de textos y el Asesoramiento Profesional especializado.

El análisis de Documentos: Esta técnica nos permitirá obtener la información necesaria de fuentes informantes como la Municipalidad Distrital de Cuñumbuqui, centro de salud de las localidades y la Autoridad local del agua respecto a la investigación en la cual se sustentará aquella información antes mencionada.

2.4.2. Instrumentos

Para la recolección de información de la presente investigación se utilizará:

La lista de cotejo: Lista que contendrá datos de los últimos censos poblacionales obtenidos del INEI, así también como encuestas para la elaboración del padrón de usuarios ya que no se cuenta con los datos poblacionales del centro poblado, pero si del distrito de Cuñumbuqui con los cuales determinaremos la tasa de crecimiento poblacional para aplicar en nuestro sondeo total de encuestados, con este procedimiento se podrá encontrar la población futura para el diseño.

2.4.3. Validación y Confiabilidad del Instrumento

La validación y confiabilidad del instrumento se obtendrá gracias a la participación de peritos, expertos en la materia, para ello se muestra su observación durante el proceso de la investigación en cuestión, a fin de someter los cálculos y diseños según los parámetros estándares al juicio y la consideración de baquianos en la materia en cuanto al diseño hidráulico del abastecimiento de agua potable. Entre aquellos datos utilizados como fuentes confiables tenemos a SENAMHI, INEI, así como los programas de ingeniería como

AUTOCAD 2019 – English, CIVIL 3D, WATER CAD, a los parámetros a los cuáles serán aplicadas las variables de estudio y poder realizar los cálculos y operaciones matemáticas complejas mediante el uso dinámico del Excel.

2.5. Método de análisis datos

Luego de recopilar y cotejar la información de la fuente de los informantes y de campo se realizó el análisis de los datos de forma computarizada empleando el apoyo de programas de ingeniería, como es el caso del programa de dibujo automatizado AutoCAD 2019, así también se empleó el programa WaterCAD v8i para el procesamiento de la información en cuestión a las redes de distribución. Se toman en cuenta el análisis mediante fórmulas expuestas en el marco teórico, se empleó el programa Microsoft Excel, con el entorno se concretó generar hojas de cálculo que hicieron más factible y rápido el diseño hidráulico y su exposición a través del programa de textos Microsoft Word.

2.5.1. Bases de Diseño Sistema de Agua Potable

Es considerada la fase más importante de todo proyecto establecido por el sistema de agua que determina los parámetros y dimensiones reales con los cuáles se diseñan las obras, por ello es necesario establecer con exactitud ciertos parámetros para beneficio del centro poblado en estudio tales como: población actual, población futura y el periodo de diseño de la obra.

El presente estudio está constituido por los diferentes elementos que forman parte del sistema de abastecimiento de agua y que serán diseñadas de acuerdo a la función que cumple cada uno de ellos, dando al sistema la factibilidad de poder entregar un buen producto siendo en este caso la materia en cuestión “el agua”.

La ejecución y los diseños que exige la presente tesis se empleará el documento “SANEAMIENTO BÁSICO, Guía para formulación de proyectos de inversión exitosos” el cuál es una información completa brindado por el Ministerio de Economía y Finanzas (MEF), y que sirve de guía para la formulación de proyectos presentes en el Perú de manera exitosa.

La elaboración de un proyecto de agua potable amerita de tres parámetros básicos, los cuáles rigen el diseño óptimo de todo sistema de abastecimiento de agua potable.

Periodo de diseño

Población de diseño

Caudal de diseño

2.5.2. Cálculo de Parámetros de Diseño

2.5.2.1. Periodo de diseño

Se define como el tiempo durante el cual servirán eficientemente las obras proyectadas o ejecutadas para el cuál cuenta el diseño y empleo de su análisis. Este diseño aprovecha la proyección futura en un espacio de tiempo, elaborado al momento de la construcción. Cuando se trata de diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable, es necesario y obligatorio fijar la vida útil de los elementos que conforman el sistema sin utilizar costos innecesarios y optimizando la calidad, cantidad y la economía de la construcción.

Para determinar la eficiencia de la obra es necesario que se involucren aspectos importantes denotados a través del periodo de diseño, se muestran a continuación:

Vida útil de la maquinaria, estructuras y equipo que están involucrados como componentes clave del sistema de agua potable, considerando su antigüedad, el desgaste que puede existir durante el uso y el grado de conservación que se estipula mediante un proyecto de control. Costos de ampliación, remoción y adición de obras que se presenten durante las comparaciones de diseño así también como posibles técnicas de soluciones factibles.

Producto del desarrollo y cambios socio-económicos se mostrará un crecimiento relativo de la población, el cual se muestra durante el diseño.

Principalmente la disponibilidad de recursos tanto financieros como la mano de obra calificada para los trabajos, lo más recurrente y sustancial el recurso hídrico de aprovechamiento.

De acuerdo a todas las consideraciones anteriores, se recomendable fijar un periodo de diseño el cual no involucre variaciones críticas; no obstante, no debemos dejar de lado múltiples variables que tienen plena intervención en el crecimiento poblacional, el estado y las condiciones económicas a futuro en un grado de superación cuantificable, las cuáles permitan realizar obras nuevas o mejoras a la capacidad de los componentes del sistema diseñado, para el beneficio de la población y su rígido crecimiento en o que concierna a la calidad de vida de sus habitantes.

Para ello el sistema de abastecimiento de agua potable se recomienda proyectar para un periodo de diseño entre 15 y 25 años, de acuerdo al tamaño de la ciudad, centro poblado, las características socioeconómicas y el constante pago que puedan realizar los usuarios para el beneficio común de la población. El periodo considerado para el diseño del presente proyecto es de 20 años con un año de inicio determinada, llegando a cúspide o límite.

Año de Inicio = 2018

Año Límite = 2038

2.5.2.2. Exploración de campo y entrevistas

De acuerdo a la primera fase del estudio se hizo una supervisión técnica de la situación en el centro poblado de La Marginal, así también como la factibilidad del diseño a elaborarse. No obstante, verificar la gran importancia que le da el centro poblado a los estudios, futura construcción y funcionamiento del sistema de agua potable, siendo participe la comunidad de su propio desarrollo por ende la calidad de vida de la población.

Se realizaron entrevistas, para poder elaborar un padrón de usuarios los cuales tendrán este beneficio. Se obtuvo la cantidad de los usuarios en el año de estudio observados en la Tabla 14, cantidad total de las viviendas que prevalecen en el centro poblado, y la cantidad de habitantes por vivienda, así como otros datos adicionales.

El crecimiento poblacional mediante las encuestas (Anexo 3) se obtuvo con fines de reducir o evitar los errores presentes en el proceso de la selección del método para calcular la población futura, ya que es una zona rural emergente. Se presenta factores los cuales no se pueden pasar desapercibido siendo primordiales en cuanto a la variable “población futura”, podemos indicar los siguientes: nivel socioeconómico, clima y la ubicación geográfica.

Tabla 14

Población Beneficiaria del Proyecto

Región- Provincia	Distrito	Localidades	Área	Viviendas (a)	Hab/viv (b)	Habitantes 2018 (a×b)
San Martín- Lamas	Cuñumbuqui	La Marginal	Rural	148	5.5	814.00
Total				148		814

Fuente: Empadronamiento por la Municipalidad distrital de Cuñumbuqui- Anexo 3

2.5.2.3. Tasa de crecimiento

La tasa de crecimiento viene a ser uno de los parámetros más importantes, como antes lo habíamos mencionado, para la obtención de la población futura de diseño en un proyecto de ingeniería como es el sistema de agua potable en un espacio de tiempo o periodo de diseño de los elementos que conforman el estudio en cuestión.

La tasa de crecimiento poblacional se estimó tomando en cuenta los datos de la fuente INEI obtenidos del distrito de Cuñumbuqui de los censos 1993 y 2007 que se muestran en el Anexo N° 04, ya que no se cuenta con los datos poblacionales en el centro poblado de La Marginal. Se consideró la siguiente fórmula para la obtención de la tasa de crecimiento poblacional:

$$r = \left[\frac{P_f}{P_i} \right]^{1/(T_f - T_i)} - 1$$

Donde:

- r : Tasa de crecimiento poblacional promedio anual (Porcentual)
 Pf : Población Nominalmente Censada de 2007
 Pa : Población Nominalmente Censada de 1993
 Tf-Ti : Años transcurridos entre censos

La corroboración del resultado obtenido con respecto a la tasa de crecimiento poblacional se presenta en tablas de la fuente Instituto Nacional de Estadística e Informática INEI presentes en el Anexo N° 04-Compendio Estadístico San Martín 2016, específicamente en la pg. 55.

2.5.2.4. Población de Diseño

Prever el diseño de la población futura en el más beneficioso de los casos no pasa de ser una adivinación por la presencia de imprevistos expresados en diversos factores que tienen cierto grado de influencia en el crecimiento y la probabilidad que ocurra dicho crecimiento durante el periodo de diseño previsto.

Para la elaboración del cálculo de población futura utilizaremos dos fuentes de información: datos sociodemográficos elaborados para el estudio en cuestión con apoyo de catastro urbano realizado en el centro poblado de La Marginal.

Población Actual = Habitantes Correspondientes al Año 2018

Para encontrar la tasa de crecimiento hacemos uso de un análisis comparativo entre la curva de crecimiento histórico en el centro poblado calculado en base al método aritmético y empleando la tasa de crecimiento oficial intercensal obtenido de la fuente INEI que se presenta en la Tabla 15, del centro poblado en estudio.

La existencia de varios métodos para establecer el cálculo de la población futura, da una previa variación y diferenciación de acuerdo al método seleccionado, dicho método es elegido por ciertas características planteadas en la práctica, siendo de tipo analíticos y aplicados para poblaciones en donde se apliquen las mismas observaciones, se considera

también los años de existencia de la población en cuestión. Para el presente estudio se estableció utilizar el método aritmético, sugerido para zonas rurales, zonas de crecimiento temprano, estimo crecimiento de jóvenes y la condición de “iniciación”.

2.5.2.4.1. Centro Poblado de La Marginal

Tabla 15

Datos Censales de la Población y Vivienda –Distrito de Cuñumbuqui

Año	Población (INEI)
Distrito de Cuñumbuqui	
1993	3856
2007	4461

Fuente: Censos nacionales de la población y vivienda – INEI

Método Aritmético

Se considera este método por establecer que el crecimiento de la población es constante, expresado en otras palabras su proyección es plasmada en una línea recta contemplado en las fórmulas siguientes:

$$P_f = P_a * \left(1 + \frac{r * t}{100} \right)$$

$$r = \left[\frac{P_f}{P_i} \right]^{1/(T_f - T_i)} - 1$$

Donde:

Pf : Población futura

Pa : Población actual

r : Tasa de crecimiento poblacional promedio anual (Porcentual)

t : Periodo de diseño (20 años)

Cálculo de la tasa de crecimiento poblacional promedio anual (Porcentual) presentado por fórmula antes mencionada y expresado en la Tabla 16.

$$r = \left[\frac{P_f}{P_i} \right]^{1/(T_f - T_i)} - 1$$

$$r = \left[\frac{4461}{3856} \right]^{1/(2007-1993)} - 1$$

$$r = 1.00 \%$$

Tabla 16

Cálculo de la Tasa de Crecimiento Poblacional Promedio Anual (Porcentual) – Distrito de Cuñumbuqui

Año	Población	r
1993	3856	
2007	4461	1.00%
$r_{promedio} =$		1.00%

Fuente: Elaboración propia

Se consideró con el MÉTODO ARITMÉTICO, empleando la población beneficiaria obtenida de las encuestas de empadronamiento del 2018 como año de inicio para una proyección considerada de 20 años como periodo de diseño (Año de inicio 2018-Año Límite 2038) observado en la Tabla 17, la población de diseño en el Centro Poblado de La Marginal será:

$$P_f = P_a * \left(1 + \frac{r * t}{100} \right)$$

$$P_{f2019} = 814 * \left(1 + \frac{1 * 1}{100} \right)$$

$$P_{f2019} = 822$$

$$P_{f2020} = 814 * \left(1 + \frac{1 * 2}{100} \right)$$

$$P_{f2020} = 830$$

$$P_{f2020} = 814 * \left(1 + \frac{1 * 3}{100} \right)$$

$$P_{f2020} = 838$$

Análogamente empleamos las formulas sucesivamente hasta llegar al año 2038.

$$P_{f2038} = 814 * \left(1 + \frac{1 * 20}{100} \right)$$

$$P_{f2038} = 977$$

Tabla 17

Cálculo de la Población de Diseño, Periodo 20 años por el Método Aritmético – Centro Poblado La Marginal

Año	Aritmético (hab.)
2018	814
2019	822
2020	830
2021	838
2022	847
2023	855
2024	863
2025	871
2026	879
2027	887
2028	895
2029	904
2030	912
2031	920
2032	928
2033	936
2034	944
2035	952
2036	961
2037	969
2038	977

Fuente: Elaboración propia

Los factores socio-económicos son los principales contribuyentes a satisfacción de los bienes primarios, económicamente hablando, que rige la política de estado como es la salud, educación, programas de alimentación y nutrición, industrialización, aprovechamiento de recursos naturales y la contaminación del medio en cuestión.

Gracias a la expresión del cálculo que se muestra en la Tabla 17, la proyección poblacional en un país de desarrollo como es el caso de Perú, queda demostrado con una tasa de crecimiento histórico ajustado a los factores socio-económicos. Se observa la curva histórica en la Figura 18, relación lineal que existe entre el total de la población en cada respectivo año de proyección.

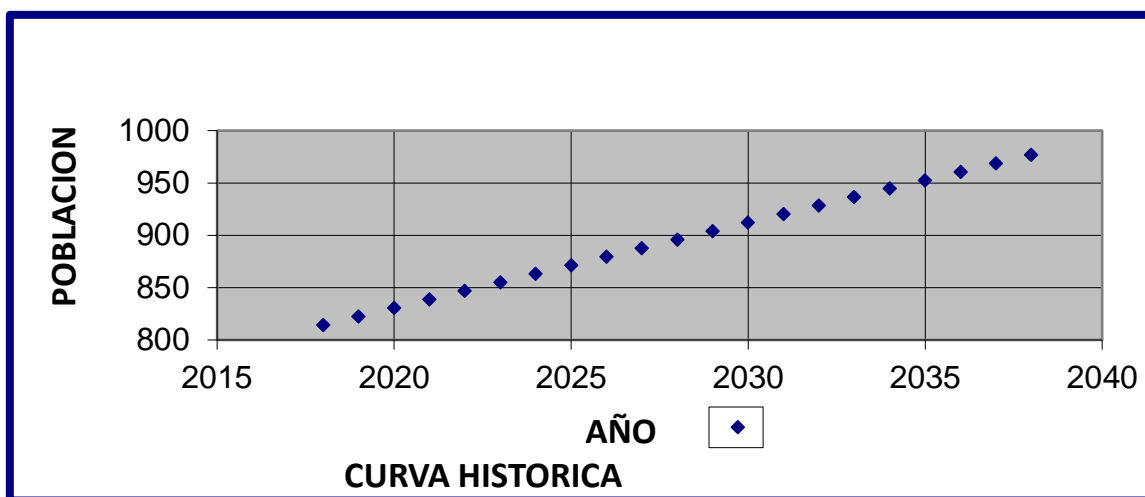


Figura 18. Curva Histórica. (Fuente: Elaboración propia)

2.5.2.5. Población de Referencia

Se define como la población total de un área específica de influencia en el cuál se evidenciará el proyecto o estudio, está constituida por el Centro Poblado de La Marginal, ubicado en el distrito de Cuñumbuqui, de la provincia de Lamas, región San Martín. Es necesario y de suma importancia conocer realmente como es la dinámica de la población beneficiada, la situación demográfica de la zona urbana para poder tener mejor una idea o referencia del método a emplear dando un marco de referencia para expresar de manera adecuada los beneficios del proyecto de estudio. La tasa de crecimiento anual para el estudio requiere el ámbito de la población referenciada para poder determinar de mejor forma la proyección de la población para satisfacer su demanda de agua con respecto al análisis del crecimiento de población y viviendas a nivel distrital, provincial y regional; de estos datos inferimos la tasa de crecimiento usado para la zona de estudio en cuestión.

2.5.2.6. Población Demandante Potencial

Se define a la población de la zona de influencia que cuenta con el sistema de agua potable a través de conexiones domiciliarias, que en la actualidad consideran que el diseño en cuestión es completamente inadecuado y que es necesario realizar un mejoramiento inmediato para cubrir sus demandas básicas de agua potable. Al mostrarse esta situación, se concluye que la Población Demandante Potencial es igual a la Población referencial.

2.5.2.7. Población Demandante Efectiva

Se define, aquella población de la zona del estudio que solicita el diseño y ejecución del sistema de abastecimiento de agua de calidad y de manera eficiente. Después de realizar las encuestas y corroborarlas en el empadronamiento de usuarios, se realizó un diagnóstico en el presente estudio con el cual se concluye que la Población Demandante Efectiva es la misma Población Demandante Potencial y por ende igual a la Población Referencial ya que no existe población alguna dentro de la zona de estudio que cuente y este siendo atendida con el sistema de agua potable de calidad que satisfaga sus necesidades básicas, primarias de este recurso.

2.5.2.8. Población Actual

Se realizó el empadronamiento en la respectiva área de estudio, elaborado en el Centro Poblado de La Marginal, que pertenece al distrito de Cuñumbuqui. Se recopiló la información en las visitas de campo, las encuestas realizadas y se realizó el cálculo de la población de diseño, con lo cual se describe de manera realista los parámetros más importantes expresados en la Tabla 14 y la Tabla 17 antes elaborados.

2.5.2.9. Dotación y Caudal de Diseño

Para la elaboración de un proyecto de sistema de suministro de agua potable, es necesario establecer la cantidad requerida, esto exige obtener información precisa sobre el número de habitantes que serán atendidos a la necesidad del recurso y su consumo de agua per cápita, se realizó un análisis de los principales factores que pueden afectar al consumo directamente; entre estos podemos nombrar: tamaño de la población, desarrollo, educación, cultura, clima, hábito de consumo de agua de los pobladores, finalidad de uso, etc.

La demanda de agua es aquella cantidad de agua potable consumida cotidianamente para satisfacer las necesidades básicas del recurso para el consumo y uso de los pobladores, incluye los siguientes consumos: doméstico, comercial, industrial, público, consumo por desperdicios y fugas; para fines de diseño se los expresa en lt/hab./día.

El consumo de agua de una población se obtiene dividiendo el volumen total de agua que se utiliza en un año sobre el número de habitantes de la misma y para el número de días del año. Constituido por el consumo familiar de agua destinada para beber, lavado de ropa, baño y aseo personal, cocina, limpieza, riego de jardín, adecuado funcionamiento de las instalaciones sanitarias.

2.5.2.9.1. Dotación de Agua

El consumo de agua doméstico, en lo que concierne a zonas rurales, en base a recomendaciones normativas de litros/habitante/día (dotación). Dependiendo del sistema de disposición de excretas, puedes tener en consideración estos valores:

Tabla 18

Dotación de Agua Potable en Zonas Rurales

Región geográfica	Consumo de agua doméstico, dependiendo del sistema de disposición de excretas utilizado	
	Letrinas sin arrastre hidráulico	Letrinas con arrastre hidráulico
Costa	50 a 60 l/h/d	90 l/h/d
Sierra	40 a 50 l/h/d	80 l/h/d
Selva	60 a 70 l/h/d	100 l/h/d

Fuente: Guía para la elaboración de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento del Programa Nacional de Saneamiento Rural – PNSR.

Considerando el tipo de población, clima costumbres de los pobladores se recomienda una dotación de 100 Lt /Hab. /Día, pero estas dotaciones consideran el consumo proveniente de ducha y lavadero multiuso por lo que para la zona de estudio se debe comprender también los niveles de educación como son los de primaria y secundaria, para ello se considera una dotación extra de 10 o 20 l/s.

En conclusión, adicionando los 20l/s extras, trabajaremos con una dotación de **120 l/h/d** considerando los factores antes mencionados.

2.5.2.9.1.1. Sistema Convencional

Mientras no se registre un estudio de consumo, podrá tomarse como valores guía, los valores que se indican en la Tabla 18, teniendo en cuenta la zona geográfica, clima, hábitos, costumbres y niveles de servicio a alcanzar.

2.5.2.9.2. Gasto de Diseño

2.5.2.9.2.1. Centro Poblado de La Marginal

Dotación = 120 lts/hab/día.

Gasto Medio Diario (Q m.d.)

$$Q_{m.d.} = \frac{P_f \times D}{86400} \quad \text{En l/s}$$

Dónde:

Q m.d. = Gasto promedio diario, en l/s.

Pf = Población futura.

D = Dotación en litros/ habitantes - día.

86400 = segundos que tiene un día.

$$Q_{m.d.} = \frac{977 \times 120}{86400}$$

$$Q_{m.d.} = 1.36 \text{ lts /seg}$$

Con este valor de consumo obtenido, calculamos los caudales máximo diario y horario para lo cual utilizaremos factor de amplificación para que sea más conservador; los factores son: c.v.d.= 1.30, empleado para el Gasto Máximo Diario; C.V.H. = 2.00 para el Gasto Máximo Horario de donde obtenemos los siguientes valores.

Gasto Máximo Diario (Q M.D.)

$$Q_{M.D.} = Q_{m.d.} \times c. v. d.$$

Dónde:

Q M.D. = Gasto máximo Diario, l/s

Q m.d. = Gasto medio diario, en l/s

c.v.d. = coeficiente de variación diaria, normalmente se aplica 1.3

$$Q_{M.D.} = 1.36 \times 1.30$$

$$Q_{M.D.} = 1.77 \text{ lts/seg}$$

Gasto Máximo Horario (Q m.h.)

$$Q_{m.h.} = Q_{m.d.} \times 2.00$$

$$Q_{m.h.} = 1.36 \times 2.00$$

$$Q_{m.h.} = 2.72 \text{ lts/seg}$$

2.5.2.9.3. Caudal Disponible en la Fuente

Según las características, condiciones de la fuente, tablas estadísticas de las variaciones del caudal (presentes en el Anexo N° 08) en la zona de la captación trabajamos con los siguientes datos:

Caudal Máximo (Época de Máximas Avenidas) = **12.32 Lt/seg**

Caudal Mínimo (Época de Estiaje) = **10.25 Lt/seg**

De los resultados anteriores se considera para el diseño el caudal disponible de la Fuente de Abastecimiento en época de estiaje, es decir el Caudal mínimo, ya que este sería considerado el más crítico.

Caudal Disponible en la Fuente = **10.25 Lt/seg**

= **0.01025 m3/seg**

Las condiciones de la fuente están en óptimas condiciones para la captación.

2.5.3. Cálculo de los Componentes del Sistema de Agua Potable

2.5.3.1. Captación

Se utilizará la captación existente ya que cuenta con el caudal de aforo mucho mayor al caudal de diseño de toda la red del sistema de agua potable siendo en época de estiaje y el diseño antes mencionado de 10.25 l/s, el proyecto solo necesita 1.77 l/s del total. Así mismo la estructura toma las mismas características de la estructura existente: captación tipo de Barraje de una estructura de concreto armado, con una resistencia a la compresión del concreto de $F'_c=210\text{kg/cm}^2$, cuenta además con muros de reforzados que sirven de encauzamiento al agua de una altura $H=1.50\text{m}$ y en espesor de $e=0.20\text{m}$, un barraje fijo de una altura $H=0.60\text{m}$ en todo el ancho de la estructura y una caja en el cual se derivará el agua hacia la línea de conducción. Recoge el agua de acequias, riachuelos o lagunas en la cantidad necesaria para abastecer a la población.

Estas medidas proveerán el caudal suficiente para su conducción, almacén y distribución del agua potable.

2.5.3.2. Planta de Tratamiento de Agua Potable

2.5.3.2.1. Sedimentador de Flujo Horizontal

2.5.3.2.1.1. Dimensionamiento de la Unidad

Caudal de diseño del sedimentador: Q_d

Gasto máximo diario Centro Poblado La Marginal

$$(Q_{M.D.}) = 1.77 \text{ l/s}$$

$$Q_d = Q_{M.D.}$$

$$Q_d = 1.77 \text{ l/s}$$

$$Q_d = 0.00177 \text{ m}^3/\text{s}$$

Número de Naves (N)

$$N=1 \text{ unidad}$$

Tasa de desbordamiento (R)

Comprendida entre 10 -15 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$

$$R=15 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{día}$$

Velocidad de sedimentación (V_s)

$$V_s = \frac{R}{86400}$$

$$V_s = \frac{15}{86400}$$

$$V_s = 0.00017 \text{ m/s}$$

Área superficial de la unidad (A_s)

$$A_s = \frac{Qd}{V_s}$$

$$A_s = \frac{0.00177}{0.00017}$$

$$A_s = 10.412 \text{ m}^2$$

Ancho de la unidad (B)

$$B = 1.35 \text{ m}$$

Longitud de la zona de sedimentación (L_2)

$$L_2 = \frac{A_s}{B}$$

$$L_2 = \frac{10.412}{1.35}$$

$$L_2 = 7.712 \text{ m}$$

Adoptamos una medida constructiva:

$$L_2 = 7.70 \text{ m}$$

Distancia entre cortina y pared de entrada (L_1)

Se recomienda ubicar una pantalla perforada entre 0.60 – 1.00m de distancia de la pared de entrada (Longitud de entrada al sedimentador).

$$L_1 = 0.80 \text{ m}$$

Longitud total de la unidad (L)

$$L = L_2 + L_1$$

$$L = 7.70 + 0.80$$

$$L = 8.50 \text{ m}$$

Relación: largo / ancho (L_2/B)

Se recomienda entre 3 – 6

$$\frac{3 < L_2}{B < 6} = \frac{7.70}{1.35} = 5.70 \dots \dots \dots OK$$

Altura mínima de la unidad (H)

Se recomienda una profundidad entre 1.5 – 2.5

$$H = 1.5 \text{ m}$$

Relación: largo / alto (L_2/H)

Se recomienda entre 5 – 20

$$\frac{5 < L_2}{H < 20} = \frac{7.70}{1.50} = 5.13 \dots \dots \dots OK$$

2.5.3.2.1.2. Comportamiento hidráulico de la unidad

Velocidad horizontal de la unidad (V_H)

Se recomienda velocidades horizontales menores a 0.55 cm/seg. para evitar arrastre de partículas.

$$V_H = \frac{100 \times Q_d}{B \times H}$$

$$V_H = \frac{100 \times 0.00177}{1.35 \times 1.50}$$

$$V_H = 0.087 \text{ cm/s}$$

Tiempo de retención de la unidad (T_o)

Se recomienda obtener tiempos de retención entre 2 – 6 hrs.

$$T_o = \frac{A_s \times H}{3600 \times Q_d}$$

$$T_o = \frac{10.412 \times 1.50}{3600 \times 0.00177}$$

$$T_o = 2.451 \text{ hrs.}$$

Pendiente para el fondo de la unidad (S)

Se recomienda trabajar con pendientes entre 5 – 10%

$$S = 5\%$$

Altura máxima de la unidad (tolva de lodos) (H_1)

$$H_1 = H + S \times L_2$$

$$H_1 = 1.5 + 0.05 \times 7.70$$

$$H_1 = 1.885 \text{ m}$$

Adoptamos una medida constructiva:

$$H_1 = 1.90 \text{ m}$$

Altura de agua en el vertedero de salida (H_2)

$$H_2 = \left(\frac{Q}{1.84 \times L_1} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_2 = \left(\frac{0.00177}{1.84 \times 0.8} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_2 = 0.01 \text{ m}$$

Longitud del vertedero de salida (L_3)

Longitud igual al ancho de la unidad para mayor facilidad en procesos constructivos.

$$L_3 = B$$

$$L_3 = 1.35 \text{ m}$$

2.5.3.2.1.3. Diseño de la cortina de distribución de flujo

Velocidad del agua en los orificios (V_o)

Sugiere velocidades no mayores de 0.10 – 0.15m/s

$$V_o = 0.10 \text{ m/s}$$

Área de orificios (A_o)

$$A_o = \frac{Q_d}{V_o}$$

$$A_o = \frac{0.00177}{0.10}$$

$$A_o = 0.0177 \text{ m}^2$$

Diámetro de cada orificio (D)

$$D = 1 \text{ pulg}$$

$$D = 0.025 \text{ m}$$

Área de cada orificio (a_o)

$$a_o = \frac{\pi}{4} \left(\frac{D * 2.5}{100} \right)^2$$

$$a_o = \frac{3.1416}{4} \left(\frac{1 * 2.5}{100} \right)^2$$

$$a_o = 0.00049 \text{ m}^2$$

Número de los orificios calculados (n)

$$n = \frac{A_o}{a_o}$$

$$n = \frac{0.0177}{0.00049}$$

$$n = 36.12 \text{ orificios}$$

Número de orificio adoptados

$$n' = 36 \text{ orificios}$$

Altura de cortina cubierta por orificios (h)

$$h = H - \frac{2H}{5}$$

$$h = 1.50 - \frac{2 * 1.50}{5}$$

$$h = 0.90 \text{ m}$$

Número de orificios en sentido horizontal (N_1)

$$N_1 = 6 \text{ orificios}$$

Número de orificios en sentido vertical (N_2)

$N_2 = 6$ orificios

Espaciamiento entre orificios verticales (e)

$$e = \frac{h}{N_2}$$

$$e = \frac{0.90}{6}$$

$$e = 0.15 \text{ m}$$

Distancia de orificios horizontales respecto a la pared (a)

$$a = \frac{B - e(N_1 - 1)}{2}$$

$$a = \frac{1.35 - 0.15(6 - 1)}{2}$$

$$a = 0.30 \text{ m}$$

2.5.3.2.1.4. Diseño del sistema de limpieza

Ancho del canal de limpieza (b)

$$b = 0.20 \text{ m}$$

Altura de canal de limpieza (h')

$$h' = 0.15 \text{ m}$$

Área del canal de limpieza (Al)

$$Al = b * h'$$

$$Al = 0.20 * 0.15$$

$$Al = 0.03 \text{ m}^2$$

Área de compuerta de drenaje (Ad)

$$Ad = Al = 0.03 \text{ m}^2$$

Tiempo de vaciado (T_1)

$$T_1 = \frac{60 * A_s * \sqrt{H}}{4850 * A_d}$$

$$T_1 = \frac{60 * 10.412 * \sqrt{1.50}}{4850 * 0.03}$$

$$T_1 = 5 \text{ min}$$

Caudal de diseño de tubería de evacuación

Altura promedio:

$$H_p = \frac{H_{\max} + H_{\min}}{2}$$

$$H_p = \frac{1.5 + 1.9}{2}$$

$$H_p = 1.70 \text{ m}$$

$$Q_1 = \frac{1000 * B * L_T * H_P}{60 * T_1}$$

$$Q_1 = \frac{1000 * 1.35 * 8.50 * 1.70}{5 * 60}$$

$$Q_1 = 65.03 \text{ l/s}$$

2.5.3.2.2. Filtro Lento

2.5.3.2.2.1. Caudal de diseño y tasas de trabajo

Caudal de diseño

$$Q_d = Q_{M.D.}$$

$$Q_d = 1.77 \text{ l/s}$$

$$Q_d = 0.00177 \text{ m}^3/\text{s}$$

Número de unidades aproximado (N)

$$N = (4 * Q_d)^{0.25}$$

$$N = (4 * 1.77)^{0.25}$$

$$N = 1.63 \text{ und}$$

Número de unidades adoptado (N')

$$N \geq 2 \text{ filtros}$$

$$N' = 02 \text{ und}$$

Caudal unitario de diseño (Q_{du})

$$Q_{du} = \frac{Q_d}{N}$$

$$Q_{du} = \frac{1.77}{2}$$

$$Q_{du} = 0.89 \text{ l/s}$$

Número de turnos de 8 horas c/u.

$$N_h = 3 \text{ horas}$$

Coefficiente de funcionamiento

$$C = 1.00$$

Relación de mínimo costo (K)

$$K = \frac{2 * N'}{N' + 1}$$

$$K = \frac{2 * 2}{3}$$

$$K = 1.33$$

Velocidad de filtración (V_f)

Filtración lenta : 0.10 – 0.20 m/h

Sedimentador + filtro lento : 0.15 – 0.30 m/h

Sedimentador + pre filtro + filtro lento : 0.30 – 0.50 m/h

$V_f = 0.30$ m/hr

Turbiedad de agua cruda (T_o); <20 - 50>

$T_o = 30$ U.N.T.

Aceleración de la gravedad (g)

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

2.5.3.2.2.2. Dimensionamiento aproximado del filtro

Área superficial (A_s)

$$A_s = \frac{Q_{du} * C * 3.6}{V_f}$$

$$A_s = \frac{0.89 * 1.00 * 3.6}{0.30}$$

$$A_s = 10.62 \text{ m}^2$$

Ancho aproximado (B)

$$B = \sqrt{\left(\frac{A_s}{K}\right)}$$

$$B = \sqrt{\left(\frac{10.62}{1.33}\right)}$$

$$B = 2.82 \text{ m}$$

Largo aproximado (L)

$$L = \sqrt{A_s * K}$$

$$L = \sqrt{10.62 * 1.33}$$

$$L = 3.76 \text{ m}$$

Ancho adoptado

$$B' = 2.85 \text{ m}$$

Largo adoptado

$$L' = 3.80 \text{ m}$$

Área real adoptada

$$A'_s = 10.83 \text{ m}^2$$

Velocidad de filtración real

$$V'_f = \frac{Q_{du} * C * 3.6}{A'_s}$$

$$V'_f = \frac{0.89 * 1.00 * 3.6}{10.83}$$

$$V_f' = 0.29 \frac{m}{hrs}$$

2.5.3.2.2.3. Características granulométricas de arena

Diámetro efectivo (D_{10});

<0.15 – 0.35>

$D_{10} = 0.20$ mm

Coefficiente de uniformidad (C_u);

<1.80 – 2.00>

$C_u = 2.00$

Profundidad inicial del lecho de arena (H_o);

<0.80 – 1.00>

$H_o = 1.00$ m

Profundidad mínima del lecho de arena (H_f);

<0.30 – 0.50>

$H_f = 0.40$ m

Espesor removido en el raspado (R)

$R = 0.03$ m

Frecuencia de raspado (f);

<4.00 – 6.00>

$F = 4.00$ vez/año

Años de operación (Y)

$$Y = \frac{H_o + H_f}{R * f}$$

$$Y = \frac{1.00 - 0.40}{0.03 * 4.00}$$

$Y = 5.00$ años

2.5.3.2.2.4. Características granulométricas de grava

Coefficiente de uniformidad (C_u); <1.50 – 3.00>

$C_u = 2.00$

Diámetro de grava en capa de soporte 1; < 1.50 – 4.00 >

$D_{10 G1} = 1.50$ mm

Diámetro de grava en capa de soporte 2; < 4.00 – 15.00 >

$D_{G2} = 4.00$ mm

Diámetro de grava en capa de soporte 3; < 10.00 – 40.00 >

$D_{G3} = 10.00$ mm

Altura de capa de soporte 1 (H_{G1})

$$H_{G1} = 0.05 \text{ m}$$

Altura de capa de soporte 2 (H_{G2})

$$H_{G2} = 0.05 \text{ m}$$

Altura de capa de soporte 3 (H_{G3})

$$H_{G3} = 0.15 \text{ m}$$

2.5.3.2.2.5. Pérdida de carga en arena y grava

Lecho filtrante

Tabla 19

Valor del Coeficiente de Uniformidad para Cálculo de la Pérdida de Carga en Arena y Grava

Material	Coef. Uniformidad	Factor de Forma	Porosidad	u
Lecho filtrante	2.00	0.75	0.40	1.60
Capa de soporte 1	2.00	0.90	0.38	1.60
Capa de soporte 2	2.00	0.90	0.38	1.60
Capa de soporte 3	2.00	0.90	0.38	1.60

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 19 fue obtenida de los valores que encontramos en el Anexo N° 05 para poder determinar las pérdidas de cargas.

Pérdida de carga en arena

$$h_{fa}$$

$$= \frac{V_f' * H_o}{(180 * (0.72 + 0.028 * Tem.) * \left(\frac{porosidad^3}{(1 - porosidad)^2} \right) * factor\ forma^2 * u^2 * D_{10}^2}$$

$$h_{fa} = \frac{0.29 * 1.00}{180 * (0.72 + 0.028 * 28) * \left(\frac{0.40^3}{(1 - 0.40)^2} \right) * 0.75^2 * 1.60^2 * 0.20^2}$$

$$h_{fa} = 0.11 \text{ m}$$

Pérdida de carga en capa de grava 1

$$h_{G1}$$

$$= \frac{V_f' * H_{G1}}{(180 * (0.72 + 0.028 * Tem.) * \left(\frac{porosidad_{G1}^3}{(1 - porosidad_{G1})^2} \right) * factor\ forma_{G1}^2 * u_{G1}^2 * D_{G1}^2}$$

$$h_{G1} = \frac{0.29 * 0.05}{180 * (0.72 + 0.028 * 28) * \left(\frac{0.38^3}{(1 - 0.38)^2} \right) * 0.90^2 * 1.60^2 * 1.50^2}$$

$$h_{G1} = 0.0000817 \text{ m}$$

Pérdida de carga en capa de grava 2

$$h_{G2}$$

$$= \frac{V_f' * H_{G2}}{(180 * (0.72 + 0.028 * Tem.) * \left(\frac{porosidad_{G2}^3}{(1 - porosidad_{G2})^2} \right) * factor\ forma_{G2}^2 * u_{G2}^2 * D_{G2}^2}$$

$$h_{G2} = \frac{0.29 * 0.05}{180 * (0.72 + 0.028 * 28) * \left(\frac{0.38^3}{(1 - 0.38)^2} \right) * 0.90^2 * 1.60^2 * 4.00^2}$$

$$h_{G2} = 0.0000115 \text{ m}$$

Pérdida de carga en capa de grava 3

$$h_{G3}$$

$$= \frac{V_f' * H_{G3}}{(180 * (0.72 + 0.028 * Tem.) * \left(\frac{porosidad_{G3}^3}{(1 - porosidad_{G3})^2} \right) * factor\ forma_{G3}^2 * u_{G3}^2 * D_{G3}^2}$$

$$h_{G3} = \frac{0.29 * 0.15}{180 * (0.72 + 0.028 * 28) * \left(\frac{0.48^3}{(1 - 0.48)^2} \right) * 0.90^2 * 1.60^2 * 10.00^2}$$

$$h_{G3} = 0.00000551 \text{ m}$$

$$Perdida\ total\ de\ grava \rightarrow h_{TG} = h_{G1} + h_{G2} + h_{G3}$$

$$h_{TG} = 0.0000817 + 0.0000115 + 0.00000551$$

$$h_{TG} = 0.0000987 \text{ m}$$

Pérdida de carga total en arena y grava

$$h_t = h_{fa} + h_{TG}$$

$$h_t = 0.11 + 0.0000987$$

$$h_t = 0.11 \text{ m}$$

2.5.3.2.2.6. Dimensionamiento del sistema de drenaje

Velocidad en el dren principal (V_d); máx. 0.30 m/s

$$V_d = 0.20 \text{ m/s}$$

Ancho del canal principal (b)

$$b = 1.4048 * \sqrt{\frac{Q_{du}}{V_d}}$$

$$b = 1.4048 * \left(\sqrt{\frac{0.89}{0.20}} \right) * 0.0254$$

$$b = 0.08 \text{ m}$$

Ancho adoptado del canal principal

$$b = 0.20 \text{ m}$$

Espacio entre canal de drenaje y el muro del filtro

$$e = 0.12 \text{ m}$$

Espacio adoptado entre canal de drenaje y el muro del filtro

$$e = 0.20 \text{ m}$$

Longitud del dren principal (L_d)

$$L_d = L' - 2 * e$$

$$L_d = 3.80 - 2 * 0.20$$

$$L_d = 3.40 \text{ m}$$

$$L_d = 3.40 \text{ m}$$

Longitud aproximada de laterales (L_l)

$$L_l = B' - b - 2 * e$$

$$L_l = 2.85 - 0.20 - 2 * 0.20$$

$$L_l = 2.25 \text{ m}$$

$$L_l = 2.25 \text{ m}$$

2.5.3.3. Línea de conducción

2.5.3.3.1. Consumo Máximo Diario

Tramo Repartición de Caudales-Reservorio N.º 01 – Centro Poblado de La Marginal

$$Q_{M.D.} = Q_{m.d.} \times c.v.d.$$

Dónde:

Q M.D. = Gasto máximo Diario, l/s

Q m.d. = Gasto medio diario, en l/s

c.v.d. = coeficiente de variación diaria, normalmente se aplica 1.3

$$Q_{M.D.} = 1.36 \times 1.30$$

$$Q_{M.D.} = 1.77 \text{ l/s}$$

2.5.3.3.2. Consumo Máximo Horario

Reservorio N.º 01 – Centro Poblado de La Marginal

$$Q_{m.h.} = Q_{m.d.} \times 2.00$$

$$Q_{m.h.} = 1.36 \times 2.00$$

$$Q_{m.h.} = 2.72 \text{ l/s}$$

2.5.3.3.3. Diseño Hidráulico De La Línea De Conducción

Se empleó el programa WaterCAD V8 i, para aproximar los datos del diámetro y emplear el su óptimo valor para realizar las verificaciones necesarias y así determinar correctamente las variables del estudio en cuestión. Los datos obtenidos se observan en los resultados en la Tabla 26, a continuación, se muestra el cálculo y verificación de cada tramo considerado.

2.5.3.3.3.1. Tramo km 0+000 (Captación R₁ – Punto A J₁)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.77 \text{ L/s}$$

$$Q_{md} = 0.00177 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cota Piezométrica En R₁ (C_{0 PZ})

$$C_{0 PZ} = 490.00 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₁ (C_{1 TN})

$$C_{1 TN} = 486.75 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 126.70 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ C} - 10$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \text{ PVC})$$

Diámetro (Ø) Ø = 10,000.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 10^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 78.5398 \text{ m}^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{78.5398} m/s$$

$$V = 0.000 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Q_{md}}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 10^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 0.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{0-1})

$$hf_{0-1} = S * L$$

$$hf_{0-1} = 0.00 * 126.70$$

$$hf_{0-1} = 0.00 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_1 (C_{1PZ})

$$C_{1PZ} = C_{0PZ} - hf_{0-1}$$

$$C_{1PZ} = 490.00 - 0.00$$

$$C_{1PZ} = 490.00 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J_1 (P_1)

$$P_1 = C_{1PZ} - C_{1TN}$$

$$P_1 = 490.00 - 486.75$$

$$P_1 = 3.25 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.2. Tramo km 0+000 –km 0+160.40 (Punto A J_1 – Punto B J_2)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J_1 (C_{1PZ})

$$C_{1PZ} = 486.75 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J_2 (C_{2TN})

$$C_{2TN} = 480.75 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 160.40 \text{ m}$$

Tipo de Tubería ($Tub.$)

$$Tub. = PVC \ C - 10$$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \ PVC)$$

Diámetro (\emptyset) $\emptyset = 90.00 \text{ mm}$

Área (A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$qA_{\emptyset} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$qA_{\emptyset} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 m/Km$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{1-2})

$$hf_{1-2} = S * L$$

$$hf_{1-2} = 1.00 * 0.1604$$

$$hf_{1-2} = 0.16 m$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_2 (C_{2PZ})

$$C_{2PZ} = C_{1PZ} - hf_{1-2}$$

$$C_{2PZ} = 486.75 - 0.16$$

$$C_{2PZ} = 486.59 m. s. n. m.$$

Presión En La Tubería En J_2 (P_2)

$$P_2 = C_{2PZ} - C_{2TN}$$

$$P_2 = 486.59 - 480.75$$

$$P_2 = 5.84 m. c. a$$

2.5.3.3.3. Tramo km 0+160.40–km 0+210.80 (PuntoBJ₂– PuntoCJ₃)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.77 L/seg$$

$$Qmd = 0.00177 m^3/seg$$

Cota Piezométrica En J_2 (C_{2PZ})

$$C_{2PZ} = 486.59 m. s. n. m$$

Cota De Terreno En J₃ (C_{3 TN})

$$C_{3TN} = 481.50 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 50.40 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \ C - 10$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \ PVC)$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00636 \text{ m}^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\varnothing}} \text{ m/s}$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} \text{ m/s}$$

$$V = 0.28 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf₂₋₃)

$$hf_{2-3} = S * L$$

$$hf_{2-3} = 1.00 * 0.0504$$

$$hf_{2-3} = 0.05 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₃ (C_{3 PZ})

$$C_{3PZ} = C_{2PZ} - hf_{2-3}$$

$$C_{3PZ} = 486.59 - 0.05$$

$$C_{3PZ} = 486.54 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J₃ (P₃)

$$P_3 = C_{3PZ} - C_{3TN}$$

$$P_3 = 486.54 - 481.50$$

$$P_3 = 5.04 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.4. Tramo km 0+210.80–km 0+349.70 (PuntoCJ₃– PuntoDJ₄)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Qmd = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₃ (C_{3PZ})

$$C_{3PZ} = 486.54 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₄ (C_{4TN})

$$C_{4TN} = 478.75 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 138.90 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ C} - 10$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \text{ PVC})$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00636 \text{ m}^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{3-4})

$$hf_{3-4} = S * L$$

$$hf_{3-4} = 1.00 * 0.1389$$

$$hf_{3-4} = 0.14 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₄ (C_{4PZ})

$$C_{4PZ} = C_{3PZ} - hf_{3-4}$$

$$C_{4PZ} = 486.54 - 0.14$$

$$C_{4PZ} = 486.40 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J₄ (P_4)

$$P_4 = C_{4PZ} - C_{4TN}$$

$$P_4 = 486.40 - 478.75$$

$$P_4 = 7.65 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.5. Tramo km 0+349.70–km 0+371.70 (PuntoDJ₄– PuntoEJ₅)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₄ (C_{4PZ})

$$C_{4PZ} = 486.40 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₅ (C_{5TN})

$$C_{5TN} = 476.75 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 22.00 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ } C - 10$$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \text{ PVC})$$

Diámetro (\emptyset) $\emptyset = 90.00 \text{ mm}$

Área(A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} \text{ m}^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 m/Km$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf₄₋₅)

$$hf_{4-5} = S * L$$

$$hf_{4-5} = 1.00 * 0.022$$

$$hf_{4-5} = 0.02 m$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₅ (C_{5 PZ})

$$C_{5PZ} = C_{4PZ} - hf_{4-5}$$

$$C_{5PZ} = 486.40 - 0.02$$

$$C_{5PZ} = 486.38 m. s. n. m.$$

Presión En La Tubería En J₅ (P₅)

$$P_5 = C_{5PZ} - C_{5TN}$$

$$P_5 = 486.38 - 476.75$$

$$P_5 = 9.63 m. c. a$$

2.5.3.3.3.6. Tramo km 0+371.70–km 0+614.80 (PuntoEJ₅– PuntoFJ₆)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.77 L/seg$$

$$Qmd = 0.00177 m^3/seg$$

Cota Piezométrica En J₅ (C_{5 PZ})

$$C_{5PZ} = 486.38 m. s. n. m$$

Cota De Terreno En J₆ (C_{6 TN})

$$C_{6TN} = 445.80 m. s. n. m$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 243.10 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C = 10$$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots (tubería PVC)$$

Diámetro (\emptyset) $\emptyset = 90.00 \text{ mm}$

Área (A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 m/Km$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{5-6})

$$hf_{5-6} = S * L$$

$$hf_{5-6} = 1.00 * 0.2431$$

$$hf_{5-6} = 0.24 m$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_6 (C_{6PZ})

$$C_{6PZ} = C_{5PZ} - hf_{5-6}$$

$$C_{6PZ} = 486.38 - 0.24$$

$$C_{6PZ} = 486.14 m.s.n.m.$$

Presión En La Tubería En J_6 (P_6)

$$P_6 = C_{6PZ} - C_{6TN}$$

$$P_6 = 486.14 - 445.80$$

$$P_6 = 40.34 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.7. Tramo km0+614.80–km01+232.50 (PuntoFJ₆– PuntoGJ₇)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Qmd = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₆ (C_{6 PZ})

$$C_{6 PZ} = 486.14 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₇ (C_{7 TN})

$$C_{7 TN} = 324.75 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 617.70 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ C} - 16$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \text{ PVC})$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{6-7})

$$hf_{6-7} = S * L$$

$$hf_{6-7} = 1.00 * 0.6177$$

$$hf_{6-7} = 0.62 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_7 (C_{7PZ})

$$C_{7PZ} = C_{6PZ} - hf_{6-7}$$

$$C_{7PZ} = 486.14 - 0.62$$

$$C_{7PZ} = 485.52 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J_7 (P_7)

$$P_7 = C_{7PZ} - C_{7TN}$$

$$P_7 = 485.52 - 324.75$$

$$P_7 = 160.77 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.8. Tramo km 01+232.50 – km 02+265.90 (Punto GJ7– Punto HJ8)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J_7 (C_{7PZ})

$$C_{7PZ} = 485.52 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J_8 (C_{8TN})

$$C_{8TN} = 313.75 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 1033.40 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ C} - 16$$

Coefficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \text{ PVC})$$

Diámetro (\emptyset) $\emptyset = 90.00 \text{ mm}$

Área (A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\emptyset}} \text{ m/s}$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} \text{ m/s}$$

$$V = 0.28 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Q_{md}}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf₇₋₈)

$$hf_{7-8} = S * L$$

$$hf_{7-8} = 1.00 * 1.0334$$

$$hf_{7-8} = 1.03 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₈ (C_{8 PZ})

$$C_{8PZ} = C_{7PZ} - hf_{7-8}$$

$$C_{8PZ} = 485.52 - 1.03$$

$$C_{8PZ} = 484.49 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J₈ (P₈)

$$P_8 = C_{8PZ} - C_{8TN}$$

$$P_8 = 484.49 - 313.75$$

$$P_8 = 170.74 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.9. Tramo km 02+265.90 – km 02+810.90 (Punto HJ₈– Punto IJ₉)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₈ (C_{8 PZ})

$$C_{8PZ} = 484.49 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₉ (C_{9 TN})

$$C_{9TN} = 307.75 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 545.00 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$Tub. = PVC \ C - 16$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$C_{H\&W} = 150 \dots \dots (tuberia \ PVC)$

Diámetro (\emptyset) $\emptyset = 90.00 \text{ mm}$

Área(A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 m/Km$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{8-9})

$$hf_{8-9} = S * L$$

$$hf_{8-9} = 1.00 * 0.545$$

$$hf_{8-9} = 0.55 m$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₉ (C_{9PZ})

$$C_{9PZ} = C_{8PZ} - hf_{8-9}$$

$$C_{9PZ} = 484.49 - 0.55$$

$$C_{9PZ} = 483.94 m.s.n.m.$$

Presión En La Tubería En J₉ (P_9)

$$P_9 = C_{9PZ} - C_{9TN}$$

$$P_9 = 483.94 - 307.75$$

$$P_9 = 176.19 m.c.a$$

2.5.3.3.3.10. Tramo km 02+810.90 – km 03+178.80 (Punto IJ₉– Punto JJ₁₀)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₉ (C_{9 PZ})

$$C_{9 PZ} = 483.94 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₁₀ (C_{10 TN})

$$C_{10 TN} = 331.75 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 367.90 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ C} - 16$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \text{ PVC})$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Q_{md}}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf₉₋₁₀)

$$hf_{9-10} = S * L$$

$$hf_{9-10} = 1.00 * 0.3679$$

$$hf_{9-10} = 0.37 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₁₀ (C_{10 PZ})

$$C_{10PZ} = C_{9PZ} - hf_{9-10}$$

$$C_{10PZ} = 483.94 - 0.37$$

$$C_{10PZ} = 483.57 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J₁₀ (P₁₀)

$$P_{10} = C_{10PZ} - C_{10TN}$$

$$P_{10} = 483.57 - 331.75$$

$$P_{10} = 151.82 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.11. Tramo km 03+178.80 – km 03+743.90 (Punto J J₁₀– Punto K J₁₁)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Qmd = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₁₀ (C_{10 PZ})

$$C_{10PZ} = 483.57 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₁₁ (C_{11 TN})

$$C_{11TN} = 329.00 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 565.10 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \ C - 16$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \ PVC)$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00636 \text{ m}^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\varnothing}} \text{ m/s}$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} \text{ m/s}$$

$$V = 0.28 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Q_{md}}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{10-11})

$$hf_{10-11} = S * L$$

$$hf_{10-11} = 1.00 * 0.5651$$

$$hf_{10-11} = 0.57 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₁₁ (C_{11 PZ})

$$C_{11PZ} = C_{10PZ} - hf_{10-11}$$

$$C_{11PZ} = 483.57 - 0.57$$

$$C_{11PZ} = 483.00 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J₁₁ (P₁₁)

$$P_{11} = C_{11PZ} - C_{11 TN}$$

$$P_{11} = 483.00 - 329.00$$

$$P_{11} = 154.00 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.12. Tramo km 03+743.90 – km 03+988.80 (Punto K J₁₁ –Punto L J₁₂)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₁₁ (C_{11 PZ})

$$C_{11 PZ} = 483.00 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₁₂ (C_{12 TN})

$$C_{12 TN} = 361.95 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 246.10 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ C} - 16$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots (tubería PVC)$$

$$\text{Diámetro } (\emptyset) \emptyset = 90.00 \text{ mm}$$

$$\text{Área}(A_{\emptyset})$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00636 m^2$$

$$\text{Velocidad } (V)$$

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

$$\text{Pendiente o Gradiente Hidráulica}(S)$$

$$S = \left(\frac{3.597 * Q_{md}}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 m/Km$$

$$\text{Pérdida De Carga En El Tramo } (hf_{11-12})$$

$$hf_{11-12} = S * L$$

$$hf_{11-12} = 1.00 * 0.2461$$

$$hf_{11-12} = 0.25 m$$

$$\text{Cálculo De La Cota Piezométrica En } J_{12} (C_{12PZ})$$

$$C_{12PZ} = C_{11PZ} - hf_{11-12}$$

$$C_{12PZ} = 483.00 - 0.25$$

$$C_{12PZ} = 482.75 m.s.n.m.$$

$$\text{Presión En La Tubería En } J_{12} (P_{12})$$

$$P_{12} = C_{12PZ} - C_{12TN}$$

$$P_{12} = 482.75 - 361.95$$

$$P_{12} = 120.80 m.c.a$$

2.5.3.3.3.13. Tramo km 4+021.2 (Punto R₂ – Punto M J₁₃)

$$\text{Caudal De Diseño } (Q_{md})$$

$$Q_{md} = 1.77 L/s$$

$$Q_{md} = 0.00177 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cota Piezométrica En R₁ (C_{0 PZ})

$$C_{0 PZ} = 361.75 \text{ m.s.n.m}$$

Cota De Terreno En J₁ (C_{1 TN})

$$C_{1 TN} = 361.75 \text{ m.s.n.m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 163.65 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ C} - 16$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \text{ PVC})$$

Diámetro (Ø) Ø = 10,000.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} \text{ m}^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 10^2}{4} \text{ m}^2$$

$$A_{\varnothing} = 78.5398 \text{ m}^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\varnothing}} \text{ m/s}$$

$$V = \frac{0.00177}{78.5398} \text{ m/s}$$

$$V = 0.000 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Q_{md}}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 10^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 0.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf₀₋₁₃)

$$hf_{0-13} = S * L$$

$$hf_{0-13} = 0.00 * 163.65$$

$$hf_{0-13} = 0.00 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₁₃(C_{13 PZ})

$$C_{13\text{ PZ}} = C_{0\text{ PZ}} - hf_{0-13}$$

$$C_{13\text{ PZ}} = 361.75 - 0.00$$

$$C_{13\text{ PZ}} = 361.75 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J₁₃ (P₁₃)

$$P_{13} = C_{13\text{ PZ}} - C_{13\text{ TN}}$$

$$P_{13} = 361.75 - 361.75$$

$$P_{13} = 0.00 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.14. Tramo km 04+021.20 – km 04+175.90 (Punto M J₁₃–Punto N J₁₄)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Qmd = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₁₃ (C_{13 PZ})

$$C_{13\text{ PZ}} = 361.75 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₁₄ (C_{14 TN})

$$C_{14\text{ TN}} = 343.50 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 154.70 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ C} - 16$$

Coefficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tubería \text{ PVC})$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00636 \text{ m}^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Q_{md}}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{13-14})

$$hf_{13-14} = S * L$$

$$hf_{13-14} = 1.00 * 0.1547$$

$$hf_{13-14} = 0.15 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_{14} (C_{14PZ})

$$C_{14PZ} = C_{13PZ} - hf_{13-14}$$

$$C_{14PZ} = 361.75 - 0.15$$

$$C_{14PZ} = 361.60 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J_{14} (P_{14})

$$P_{14} = C_{14PZ} - C_{14TN}$$

$$P_{14} = 361.60 - 343.50$$

$$P_{14} = 18.10 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.15. Tramo km 04+175.90 – km 05+006.40 (Punto N J_{14} – Punto Ñ J_{15})

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J_{14} (C_{14PZ})

$$C_{14PZ} = 361.60 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J_{15} (C_{15TN})

$$C_{15TN} = 291.75 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 830.50 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ } C - 16$$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \text{ PVC})$$

Diámetro (\emptyset) $\emptyset = 90.00 \text{ mm}$

Área(A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 m/Km$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{14-15})

$$hf_{14-15} = S * L$$

$$hf_{14-15} = 1.00 * 0.8305$$

$$hf_{14-15} = 0.83 m$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₁₅ (C_{15 PZ})

$$C_{15PZ} = C_{14PZ} - hf_{14-15}$$

$$C_{15PZ} = 361.60 - 0.83$$

$$C_{15PZ} = 360.77 m. s. n. m.$$

Presión En La Tubería En J₁₅ (P₁₅)

$$P_{15} = C_{15PZ} - C_{15 TN}$$

$$P_{15} = 360.77 - 291.75$$

$$P_{15} = 69.02 m. c. a$$

2.5.3.3.3.16. Tramo km 05+006.40 – km 06+550.25 (Punto Ñ J₁₅ – Punto O J₁₆)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.77 L/seg$$

$$Qmd = 0.00177 m^3/seg$$

Cota Piezométrica En J₁₅ (C_{15 PZ})

$$C_{15 PZ} = 360.77 m. s. n. m$$

Cota De Terreno En J₁₆ (C_{16 TN})

$$C_{16 TN} = 285.72 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 1543.85 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \ C - 20$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia PVC)$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf₁₅₋₁₆)

$$hf_{15-16} = S * L$$

$$hf_{15-16} = 1.00 * 1.5439$$

$$hf_{15-16} = 1.54 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₁₆ (C_{16 PZ})

$$C_{16PZ} = C_{15PZ} - hf_{15-16}$$

$$C_{16PZ} = 360.77 - 1.54$$

$$C_{16PZ} = 359.23 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J₁₆ (P₁₆)

$$P_{16} = C_{16PZ} - C_{16TN}$$

$$P_{16} = 359.23 - 285.72$$

$$P_{16} = 73.51 \text{ m.c.a}$$

2.5.3.3.17. Tramo km 06+550.25 – km 06+811.30 (Punto O J₁₆–Punto P J₁₇)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Qmd = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₁₆ (C_{16PZ})

$$C_{16PZ} = 359.23 \text{ m.s.n.m}$$

Cota De Terreno En J₁₇ (C_{17TN})

$$C_{17TN} = 288.20 \text{ m.s.n.m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 261.05 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ C} - 20$$

Coefficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \text{ PVC})$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00636 \text{ m}^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{16-17})

$$hf_{16-17} = S * L$$

$$hf_{16-17} = 1.00 * 0.26105$$

$$hf_{16-17} = 0.26 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₁₇ (C_{17 PZ})

$$C_{17PZ} = C_{16PZ} - hf_{16-17}$$

$$C_{17PZ} = 359.23 - 0.26$$

$$C_{17PZ} = 358.97 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J₁₇ (P₁₇)

$$P_{17} = C_{17PZ} - C_{17TN}$$

$$P_{17} = 358.97 - 288.20$$

$$P_{17} = 70.77 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.18. Tramo km 06+811.30 – km 06+930.35 (Punto P J₁₇ – Punto Q J₁₈)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Qmd = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₁₇ (C_{17 PZ})

$$C_{17PZ} = 358.97 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₁₈ (C_{18 TN})

$$C_{18TN} = 288.41 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 119.05 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ C} - 20$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \text{ PVC})$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área (A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 m/Km$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf₁₇₋₁₈)

$$hf_{17-18} = S * L$$

$$hf_{17-18} = 1.00 * 0.1191$$

$$hf_{17-18} = 0.12 m$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₁₈ (C_{18 PZ})

$$C_{18PZ} = C_{17PZ} - hf_{17-18}$$

$$C_{18PZ} = 358.97 - 0.12$$

$$C_{18PZ} = 358.85 m. s. n. m.$$

Presión En La Tubería En J₁₈ (P₁₈)

$$P_{18} = C_{18PZ} - C_{18 TN}$$

$$P_{18} = 358.85 - 288.41$$

$$P_{18} = 70.44 m. c. a$$

2.5.3.3.3.19. Tramo km 06+930.35 – km 06+999.85 (Punto Q J₁₈–Punto R J₁₉)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.77 L/seg$$

$$Qmd = 0.00177 m^3/seg$$

Cota Piezométrica En J₁₈ (C_{18 PZ})

$$C_{18 PZ} = 358.85 m. s. n. m$$

Cota De Terreno En J₁₉ (C_{19 TN})

$$C_{19 TN} = 290.45 m. s. n. m$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 69.50 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C = 20$$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots (tubería PVC)$$

Diámetro (\emptyset) $\emptyset = 90.00 \text{ mm}$

Área(A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 m/Km$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{18-19})

$$hf_{18-19} = S * L$$

$$hf_{18-19} = 1.00 * 0.0695$$

$$hf_{18-19} = 0.07 m$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₁₉ (C_{19PZ})

$$C_{19PZ} = C_{18PZ} - hf_{18-19}$$

$$C_{19PZ} = 358.85 - 0.07$$

$$C_{19PZ} = 358.78 m.s.n.m.$$

Presión En La Tubería En J₁₉ (P_{19})

$$P_{19} = C_{19PZ} - C_{19TN}$$

$$P_{19} = 358.78 - 290.45$$

$$P_{19} = 68.33 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.20. Tramo km 06+999.85 – km 07+031.85 (Punto R J₁₉ – Punto S J₂₀)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Qmd = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₁₉ (C_{19 PZ})

$$C_{19 PZ} = 358.78 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₂₀ (C_{20 TN})

$$C_{20 TN} = 290.36 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 32.00 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ C} - 20$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia PVC)$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{19-20})

$$hf_{19-20} = S * L$$

$$hf_{19-20} = 1.00 * 0.032$$

$$hf_{19-20} = 0.03 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_{20} (C_{20PZ})

$$C_{20PZ} = C_{19PZ} - hf_{19-20}$$

$$C_{20PZ} = 358.78 - 0.03$$

$$C_{20PZ} = 358.75 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J_{20} (P_{20})

$$P_{20} = C_{20PZ} - C_{20TN}$$

$$P_{20} = 358.75 - 290.36$$

$$P_{20} = 68.39 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.21. Tramo km 07+031.85 – km 07+050.25 (Punto S J_{20} – Punto T J_{21})

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J_{20} (C_{20PZ})

$$C_{20PZ} = 358.75 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J_{21} (C_{21TN})

$$C_{21TN} = 290.25 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 18.40 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \ C - 20$$

Coefficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \ PVC)$$

Diámetro (\emptyset) $\emptyset = 90.00 \text{ mm}$

Área (A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00636 \text{ m}^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\emptyset}} \text{ m/s}$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} \text{ m/s}$$

$$V = 0.28 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Q_{md}}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{20-21})

$$hf_{20-21} = S * L$$

$$hf_{20-21} = 1.00 * 0.0184$$

$$hf_{20-21} = 0.02 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_{21} (C_{21PZ})

$$C_{21PZ} = C_{20PZ} - hf_{20-21}$$

$$C_{21PZ} = 358.75 - 0.02$$

$$C_{21PZ} = 358.73 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J_{21} (P_{21})

$$P_{21} = C_{21PZ} - C_{21TN}$$

$$P_{21} = 358.73 - 290.25$$

$$P_{21} = 68.48 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.22. Tramo km 07+050.25 – km 07+655.10 (Punto T J_{21} – Punto U J_{22})

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J_{21} (C_{21PZ})

$$C_{21PZ} = 358.73 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J_{22} (C_{22TN})

$$C_{22TN} = 306.50 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 604.85 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C = 20$$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \text{ PVC})$$

$$\text{Diámetro } (\varnothing) \quad \varnothing = 90.00 \text{ mm}$$

$$\text{Área}(A_{\varnothing})$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Q_{md}}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 m/Km$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{21-22})

$$hf_{21-22} = S * L$$

$$hf_{21-22} = 1.00 * 0.6049$$

$$hf_{21-22} = 0.60 m$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₂₂ (C_{22PZ})

$$C_{22PZ} = C_{21PZ} - hf_{21-22}$$

$$C_{22PZ} = 358.73 - 0.60$$

$$C_{22PZ} = 358.13 m. s. n. m.$$

Presión En La Tubería En J₂₂ (P_{22})

$$P_{22} = C_{22PZ} - C_{22TN}$$

$$P_{22} = 358.13 - 306.50$$

$$P_{22} = 51.63 m. c. a$$

2.5.3.3.3.23. Tramo km 07+655.10 – km 07+686.70 (Punto U J₂₂ – Punto V J₂₃)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₂₂ (C_{22 PZ})

$$C_{22 PZ} = 358.13 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₂₃ (C_{23 TN})

$$C_{23 TN} = 308.50 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 31.60 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ C} - 20$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \text{ PVC})$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Q_{md}}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf₂₂₋₂₃)

$$hf_{22-23} = S * L$$

$$hf_{22-23} = 1.00 * 0.0316$$

$$hf_{22-23} = 0.03 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₂₃ (C_{23 PZ})

$$C_{23PZ} = C_{22PZ} - hf_{22-23}$$

$$C_{23PZ} = 358.13 - 0.03$$

$$C_{23PZ} = 358.10 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J₂₃ (P₂₃)

$$P_{23} = C_{23PZ} - C_{23 TN}$$

$$P_{23} = 358.10 - 308.50$$

$$P_{23} = 49.60 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.24. Tramo km 07+686.70 – km 07+706.95 (Punto V J₂₃–Punto W J₂₄)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Qmd = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₂₃ (C_{23 PZ})

$$C_{23 PZ} = 358.10 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₂₄ (C_{24 TN})

$$C_{24 TN} = 309.50 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 20.25 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ } C - 20$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia PVC)$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00636 \text{ m}^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\varnothing}} \text{ m/s}$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} \text{ m/s}$$

$$V = 0.28 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Q_{md}}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{23-24})

$$hf_{23-24} = S * L$$

$$hf_{23-24} = 1.00 * 0.0203$$

$$hf_{23-24} = 0.02 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₂₄ (C_{24 PZ})

$$C_{24PZ} = C_{23PZ} - hf_{23-24}$$

$$C_{24PZ} = 358.10 - 0.02$$

$$C_{24PZ} = 358.08 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J₂₄ (P₂₄)

$$P_{24} = C_{24PZ} - C_{24 TN}$$

$$P_{24} = 358.08 - 309.50$$

$$P_{24} = 48.58 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.25. Tramo km 07+706.95 – km 07+752.60 (Punto W J₂₄–Punto X J₂₅)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₂₄ (C_{24 PZ})

$$C_{24 PZ} = 358.08 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₂₅ (C_{25 TN})

$$C_{25 TN} = 310.50 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 45.65 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \ C - 20$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots (tubería PVC)$$

$$\text{Diámetro } (\emptyset) \emptyset = 90.00 \text{ mm}$$

$$\text{Área}(A_{\emptyset})$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00636 m^2$$

$$\text{Velocidad } (V)$$

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

$$\text{Pendiente o Gradiente Hidráulica}(S)$$

$$S = \left(\frac{3.597 * Q_{md}}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 m/Km$$

$$\text{Pérdida De Carga En El Tramo } (hf_{24-25})$$

$$hf_{24-25} = S * L$$

$$hf_{24-25} = 1.00 * 0.0457$$

$$hf_{24-25} = 0.05 m$$

$$\text{Cálculo De La Cota Piezométrica En } J_{25} (C_{25PZ})$$

$$C_{25PZ} = C_{24PZ} - hf_{24-25}$$

$$C_{25PZ} = 358.08 - 0.05$$

$$C_{25PZ} = 358.03 m. s. n. m.$$

$$\text{Presión En La Tubería En } J_{25} (P_{25})$$

$$P_{25} = C_{25PZ} - C_{25TN}$$

$$P_{25} = 358.03 - 310.50$$

$$P_{25} = 47.53 m. c. a$$

$$\mathbf{2.5.3.3.3.26. \text{ Tramo km 07+752.60 – km 07+846.80 (Punto X } J_{25} \text{ – Punto Y } J_{26})}$$

$$\text{Caudal De Diseño } (Q_{md})$$

$$Q_{md} = 1.77 L/seg$$

$$Q_{md} = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₂₅ (C_{25 PZ})

$$C_{25 PZ} = 358.03 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₂₆ (C_{26 TN})

$$C_{26 TN} = 313.75 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 94.20 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ C} - 20$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia PVC)$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Q_{md}}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf₂₅₋₂₆)

$$hf_{25-26} = S * L$$

$$hf_{25-26} = 1.00 * 0.0942$$

$$hf_{25-26} = 0.09 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₂₆ (C_{26 PZ})

$$C_{26PZ} = C_{25PZ} - hf_{25-26}$$

$$C_{26PZ} = 358.03 - 0.09$$

$$C_{26PZ} = 357.94 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J₂₆ (P₂₆)

$$P_{26} = C_{26PZ} - C_{26TN}$$

$$P_{26} = 357.94 - 313.75$$

$$P_{26} = 44.19 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.27. Tramo km 07+846.80 – km 07+893.90 (Punto Y J₂₆–Punto Z J₂₇)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Qmd = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₂₆ (C_{26PZ})

$$C_{26PZ} = 357.94 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₂₇ (C_{27TN})

$$C_{27TN} = 312.50 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 47.10 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ C} - 16$$

Coefficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tubería \text{ PVC})$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00636 \text{ m}^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\varnothing}} \text{ m/s}$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} \text{ m/s}$$

$$V = 0.28 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Q_{md}}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{26-27})

$$hf_{26-27} = S * L$$

$$hf_{26-27} = 1.00 * 0.0471$$

$$hf_{26-27} = 0.05 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₂₇ (C_{27 PZ})

$$C_{27PZ} = C_{26PZ} - hf_{26-27}$$

$$C_{27PZ} = 357.94 - 0.05$$

$$C_{27PZ} = 357.89 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J₂₇ (P₂₇)

$$P_{27} = C_{27PZ} - C_{27TN}$$

$$P_{27} = 357.89 - 312.50$$

$$P_{27} = 45.39 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.3.3.28. Tramo km 07+893.90 – km 08+472.75 (Punto Z J₂₇ – Punto A1 J₂₈)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Q_{md} = 1.77 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₂₇ (C_{27 PZ})

$$C_{27PZ} = 357.89 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₂₈ (C_{28 TN})

$$C_{28TN} = 344.50 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 578.85 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \text{ C} - 16$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia \text{ PVC})$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00636 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} m/s$$

$$V = 0.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 m/Km$$

Perdida De Carga En El Tramo (hf_{27-28})

$$hf_{27-28} = S * L$$

$$hf_{27-28} = 1.00 * 0.5789$$

$$hf_{27-28} = 0.58 m$$

Calculo De La Cota Piezométrica En J₂₈ (C_{28 PZ})

$$C_{28PZ} = C_{27PZ} - hf_{27-28}$$

$$C_{28PZ} = 357.89 - 0.58$$

$$C_{28PZ} = 357.31 m. s. n. m.$$

Presión En La Tubería En J₂₈ (P₂₈)

$$P_{28} = C_{28PZ} - C_{28 TN}$$

$$P_{28} = 357.31 - 344.50$$

$$P_{28} = 12.81 m. c. a$$

2.5.3.3.3.29. Tramo km 08+472.75 – km 08+481.30 (Punto A1 J₂₈–Punto A2 J₂₉)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.77 L/seg$$

$$Qmd = 0.00177 m^3/seg$$

Cota Piezométrica En J₂₈ (C_{28 PZ})

$$C_{28 PZ} = 357.31 m. s. n. m$$

Cota De Terreno En J₂₉ (C_{29 TN})

$$C_{29 TN} = 346.40 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 8.55 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \ C - 16$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 150 \dots \dots \dots (tuberia PVC)$$

Diámetro (Ø) Ø = 90.00 mm

Área(A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.090^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00636 \text{ m}^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\varnothing}} \text{ m/s}$$

$$V = \frac{0.00177}{0.00636} \text{ m/s}$$

$$V = 0.28 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00177}{150 * 0.090^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.00 \text{ m/Km}$$

Perdida De Carga En El Tramo (hf₂₈₋₂₉)

$$hf_{28-29} = S * L$$

$$hf_{28-29} = 1.00 * 0.0086$$

$$hf_{28-29} = 0.01 \text{ m}$$

Calculo De La Cota Piezométrica En J₂₉ (C_{29 PZ})

$$C_{29PZ} = C_{28PZ} - hf_{28-29}$$

$$C_{29PZ} = 357.31 - 0.01$$

$$C_{29PZ} = 357.30 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión En La Tubería En J₂₉ (P₂₉)

$$P_{29} = C_{29PZ} - C_{29TN}$$

$$P_{29} = 357.30 - 346.50$$

$$P_{29} = 10.80 \text{ m. c. a}$$

2.5.3.4. Reservorio

Se requiere la construcción de un Reservorio Apoyado, para regular el caudal en las horas de máxima demanda.

2.5.3.4.1. Capacidad en el Centro Poblado de La Marginal

$$\text{Caudal Medio Diario Anual (Q m.d.)} = 1.36 \text{ l/s}$$

$$\text{Caudal Máximo Diario (Q M.D.)} = 1.77 \text{ l/s}$$

Las consideraciones de diseño son las siguientes según el Reglamento Nacional de Edificaciones:

Volumen de regulación = 25 % Q m.d.

Volumen de reserva = 12.5 % Q m.d. (Para 3 horas de corte en la línea de conducción).

Volumen contra incendio = 0 población < a 10000

Consumo de producción: (Q m.d.)

$$Q_{m.d.} = 1.36 \text{ l/s}$$

$$Q_{m.d.} = 117.50 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Volumen de almacenamiento

$$V_{alm.} = V_{reg.} + V_{res.} + V_{coinc.}$$

$$V_{reg.} = 25 \% Q_{m.d.}$$

$$V_{reg.} = 0.25(117.50)$$

$$V_{reg.} = 29.38 \text{ m}^3$$

$$V_{res.} = 12.5 \% Q_{m.d.}$$

$$V_{res.} = 0.125(117.50)$$

$$V_{res.} = 14.69 \text{ m}^3$$

$$V_{res.} = 00 \text{ m}^3$$

$$V_{alm.} = 29.38 + 14.69 + 00 \text{ m}^3$$

$$V_{alm.} = 44.06 \text{ m}^3$$

$$V_{reservorio.} = 45.00 \text{ m}^3$$

2.5.3.4.2. Forma del Reservorio

Según los cálculos se diseñará un reservorio circular de una capacidad de 45 m³.

2.5.3.4.3. Dimensiones

Calculo de la Altura (H) y del Diámetro (D) y Volumen (V) del Reservorio

$$V = A_s * H \dots\dots\dots (1)$$

$$A_s = \frac{pD^2}{4} \dots\dots\dots (2)$$

$$H = D/3 \dots\dots\dots (3) \text{ Relación aproximada entre H y D del reservorio}$$

Reemplazando las ecuaciones (3) y (2) en (1)

$$V = \frac{pD^3}{12} \dots\dots\dots (4)$$

Despejando

$$D^3 = \frac{12 V}{p}$$

$$D = 5.56 \text{ m}$$

$$D = 5.60 \text{ m}$$

Reemplazando en valor de D en (3)

$$H = D/3$$

$$H = 1.87 \text{ m}$$

$$H = 1.90 \text{ m}$$

$$V = \frac{pD^2 \times H}{4}$$

$$V = 46.80 \text{ m}^3$$

2.5.3.4.4. Cálculo de la Flecha de la Cúpula (F)

$$F = \frac{H}{3} - \frac{H}{5}$$

$$F = 0.30 H$$

$$F = \frac{r}{2} - \frac{r}{5}$$

$$F = \frac{a^2 + F^2}{2F}$$

Donde:

r = Radio de la cúpula

a = Radio del Reservorio

$$r = \frac{a^2 + \left(\frac{r}{5}\right)^2}{2 * \frac{r}{5}}$$

$$r = \frac{5a}{3}$$

$$r = 4.67 \text{ m}$$

$$r = 4.70 \text{ m}$$

$$F = \frac{r}{5}$$

$$F = 0.94 \text{ m}$$

$$F = 0.95 \text{ m}$$

2.5.3.5. Línea de Aducción y Redes de Distribución

Gasto Medio Diario Anual ($Q_{m.d.}$)

$$Q_{m.d.} = 1.36 \text{ l/s}$$

Consumo máximo diario ($Q_{M.D.}$)

$$Q_{M.D.} = 1.77 \text{ lts/seg}$$

Consumo máximo horario ($Q_{m.h.}$)

$$Q_{m.h.} = 2.72 \text{ lts/seg}$$

Número de conexiones domiciliarias total agua potable ($N^{\circ}C$)

$$N^{\circ} \text{ Conexiones domiciliarias} = 148 \text{ und}$$

Caudal unitario

$$q_u = \frac{Q_{m.h.}}{N^{\circ}C}$$

$$q_u = \frac{2.72}{148}$$

$$q_u = 0.01838 \text{ lts/seg/und}$$

Tabla 20

Planteamiento Hidráulico de red de Distribución de Agua Potable –Centro Poblado de La Marginal

Tramo		Tramo		Long.	Long.	Cota De Terreno		N°	Gasto	Sumatoria
				Parc.	Acum.	Cota	Cota	Lotes	Parcial	Absoluta
Nudo	Inicio	Fin				Inicial	Final	Por Tramo	Por Tramo	Por Nudo
INICIO	FIN			(m)	(m)	(m.s.n.m)	(m.s.n.m)		(l/s)	(l/s)
Carretera a Sisa								148		2.7200
R1	01	0.00	545.37	545.37	545.37	355.50	316.00	0	0.0000	2.7200
Carretera a Sisa										
01	02	545.37	1042.94	497.57	1,042.94	316.00	299.54	0	0.0000	2.7200
Carretera a Sisa										
02	03	1042.94	1458.60	415.66	1,458.60	299.54	290.56	0	0.0000	2.7200
Carretera a Sisa										
03	04	1458.60	1480.04	21.44	1,480.04	290.56	290.64	0	0.0000	2.7200
Carretera a Sisa										
04	05	1480.04	1578.86	98.82	1,578.86	290.64	288.50	8	0.1470	2.5730
Calle 01										
05	06	1578.86	1639.54	60.68	1,639.54	288.50	288.21	2	0.0368	2.5362
Calle 01										
06	07	1639.54	1719.03	79.49	1,719.03	288.21	287.23	3	0.0551	2.4811
Calle 01										
07	08	1719.03	1745.91	26.88	1,745.91	287.23	286.92	2	0.0368	2.4443
Calle 01										
08	09	1745.91	1837.98	92.07	1,837.98	286.92	286.19	7	0.1286	2.3157
Calle 01										
09	10	1837.98	1885.59	47.61	1,885.59	286.19	285.91	5	0.0919	2.2238
Carretera a Tarapoto										
10	11	1885.59	2242.92	357.33	2,242.92	285.91	285.75	1	0.0184	2.2054
Carretera a Tarapoto										
11	12	2242.92	2884.03	641.11	2,884.03	285.75	287.71	4	0.0735	2.1319
Carretera a Tarapoto										
12	13	2884.03	3106.55	222.52	3,106.55	287.71	288.04	1	0.0184	2.1135

Carretera a Tarapoto

13	14	3106.55	3258.90	152.35	3,258.90	288.04	289.71	0	0.0000	2.1135
----	----	---------	---------	--------	----------	--------	--------	---	--------	--------

Carretera a Tarapoto

14	15	3258.90	3446.77	187.87	3,446.77	289.71	291.75	1	0.0184	2.0951
----	----	---------	---------	--------	----------	--------	--------	---	--------	--------

Calle 04

04	16	3446.77	3517.19	70.42	3,517.19	291.75	288.45	5	0.0919	2.0032
----	----	---------	---------	-------	----------	--------	--------	---	--------	--------

Calle 04

16	17	3517.19	3620.88	103.69	3,620.88	288.45	286.43	13	0.2389	1.7643
----	----	---------	---------	--------	----------	--------	--------	----	--------	--------

Calle 04

17	18	3620.88	3680.52	59.64	3,680.52	286.43	285.69	6	0.1103	1.6541
----	----	---------	---------	-------	----------	--------	--------	---	--------	--------

Calle 04

18	19	3680.52	3796.81	116.29	3,796.81	285.69	284.29	9	0.1654	1.4886
----	----	---------	---------	--------	----------	--------	--------	---	--------	--------

Calle 04

19	20	3796.81	3821.97	25.16	3,821.97	284.29	283.95	3	0.0551	1.4335
----	----	---------	---------	-------	----------	--------	--------	---	--------	--------

Calle 07

06	21	3821.97	3876.49	54.52	3,876.49	288.21	288.16	1	0.0184	1.4151
----	----	---------	---------	-------	----------	--------	--------	---	--------	--------

Calle 07

21	16	3876.49	3942.24	65.75	3,942.24	288.16	288.45	5	0.0919	1.3232
----	----	---------	---------	-------	----------	--------	--------	---	--------	--------

Calle 06

07	22	3942.24	3997.36	55.12	3,997.36	287.23	286.58	6	0.1103	1.2130
----	----	---------	---------	-------	----------	--------	--------	---	--------	--------

Calle 06

22	23	3997.36	4024.04	26.68	4,024.04	286.58	286.07	3	0.0551	1.1578
----	----	---------	---------	-------	----------	--------	--------	---	--------	--------

Calle 06

23	18	4024.04	4087.38	63.34	4,087.38	286.07	285.69	1	0.0184	1.1395
----	----	---------	---------	-------	----------	--------	--------	---	--------	--------

Calle 05

09	24	4087.38	4141.88	54.50	4,141.88	286.19	285.64	2	0.0368	1.1027
----	----	---------	---------	-------	----------	--------	--------	---	--------	--------

Calle 05

24	19	4141.88	4231.18	89.30	4,231.18	285.64	284.29	6	0.1103	0.9924
----	----	---------	---------	-------	----------	--------	--------	---	--------	--------

Calle 06

08	25	4231.18	4259.74	28.56	4,259.74	286.92	289.25	0	0.0000	0.9924
----	----	---------	---------	-------	----------	--------	--------	---	--------	--------

Carretera a Moyobamba

25	26	4259.74	4419.42	159.68	4,419.42	289.25	288.52	10	0.1838	0.8086
----	----	---------	---------	--------	----------	--------	--------	----	--------	--------

Carretera a Moyobamba

26	27	4419.42	4745.32	325.90	4,745.32	288.52	297.10	12	0.2205	0.5881
Carretera a Moyobamba										
27	28	4745.32	4840.38	95.06	4,840.38	297.10	308.00	0	0.0000	0.5881
Carretera a Moyobamba										
28	29	4840.38	5010.65	170.27	5,010.65	308.00	310.12	5	0.0919	0.4962
Calle 09										
26	30	5010.65	5064.91	54.26	5,064.91	288.52	288.23	3	0.0551	0.4411
Calle 09										
30	31	5064.91	5087.56	22.65	5,087.56	288.23	288.50	1	0.0184	0.4227
Calle 10										
27	32	5087.56	5184.57	97.01	5,184.57	297.10	302.98	1	0.0184	0.4043
Calle 11										
32	33	5184.57	5245.81	61.24	5,245.81	302.98	292.26	1	0.0184	0.3859
Calle 12										
28	34	5245.81	5274.41	28.60	5,274.41	308.00	308.20	0	0.0000	0.3859
Calle 13										
34	35	5274.41	5305.32	30.91	5,305.32	308.20	308.95	3	0.0551	0.3308
Calle 14										
35	36	5305.32	5462.42	157.10	5,462.42	308.95	308.15	3	0.0551	0.2757
Calle 16										
36	37	5462.42	5510.52	48.10	5,510.52	308.15	309.05	2	0.0368	0.2389
Calle 03										
21	23	5510.52	5631.51	120.99	5,631.51	288.16	286.07	8	0.1470	0.0919
Calle 02										
22	24	5631.51	5749.36	117.85	5,749.36	286.07	322.49	5	0.0919	0.0000

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 21*Caudales de Consumo por nudo en Red de Distribución*

Nudo	Gasto Salida (Q) l/s
R1	0.0000
1	0.0000
2	0.0000
3	0.0000
4	0.0000
5	0.1470
6	0.0368
7	0.0551
8	0.0368
9	0.1286
10	0.0919
11	0.0184
12	0.0735
13	0.0184
14	0.0000
15	0.0184
16	0.1838
17	0.2389
18	0.1286
19	0.2757
20	0.0551
21	0.0184
22	0.1103
23	0.2022
24	0.1286
25	0.0000
26	0.1838
27	0.2205
28	0.0000
29	0.0919
30	0.0551
31	0.0184
32	0.0184
33	0.0184
34	0.0000
35	0.0551
36	0.0551
37	0.0368

Fuente: Elaboración Propia

Nota: Con estos valores obtenidos de la Tabla 20 y la Tabla 21 ingresamos los caudales al modelo hidráulico planteado en el programa de ingeniería WaterCAD V8i y obtenemos los resultados que se muestran en la Tabla 22 y la Tabla 23.

Tabla 22

Modelo Hidráulico, Reporte de Nudos en el Programa WaterCAD V8i – Bentley, Ecuación de Hazzen y Williams Distribución

Nodo	Cota (m)	Demanda (L/s)	Gradiente (m)	Presión (m H2O)
R1	346.40	0.0000	346.40	0.00
J-1	316.00	0.0000	344.67	28.61
J-2	299.54	0.0000	335.71	36.10
J-3	290.56	0.0000	328.22	37.58
J-4	290.64	0.0000	327.83	37.12
J-5	288.50	0.1470	327.42	38.85
J-6	288.21	0.0370	327.22	38.94
J-7	287.23	0.0550	326.69	39.38
J-8	286.92	0.0370	326.57	39.56
J-9	286.19	0.1290	326.49	40.22
J-10	285.91	0.0920	326.48	40.49
J-11	285.75	0.0180	326.46	40.63
J-12	287.71	0.0730	326.43	38.64
J-13	288.04	0.0180	326.43	38.31
J-14	289.71	0.0000	326.43	36.64
J-15	291.75	0.0180	326.43	34.61
J-16	288.45	0.1840	327.42	38.89
J-17	286.43	0.2390	326.55	40.03
J-18	285.69	0.1290	326.45	40.68
J-19	284.29	0.2760	326.26	41.89
J-20	283.95	0.0550	326.25	42.22
J-21	288.16	0.0180	327.27	39.03
J-22	286.58	0.1100	326.52	39.86
J-23	286.07	0.2020	326.52	40.37
J-24	285.64	0.1290	326.40	40.68
J-25	289.25	0.0000	326.52	37.19
J-26	288.52	0.1840	326.25	37.66
J-27	297.10	0.2200	326.00	28.84
J-28	308.00	0.0000	325.98	17.94
J-29	310.12	0.0920	325.97	15.82
J-30	288.23	0.0550	326.25	37.94
J-31	288.55	0.0180	326.25	37.62
J-32	302.98	0.0180	326.00	22.97
J-33	292.26	0.0180	326.00	33.67
J-34	308.20	0.0000	325.98	17.74
J-35	308.95	0.0550	325.98	16.99
J-36	308.15	0.0550	325.97	17.78
J-37	309.05	0.0370	325.97	16.89

Fuente: Programa Bentley WaterCAD V8 XM Edición.

Cota de Terreno R1 = 346.40 m.s.n.m.

El punto R1 corresponde al punto del reservorio del proyecto y el punto J-29 es el punto más crítico de la red de distribución de agua potable proyectada, la cual debe de cumplir la condición de tener una presión de llegada mayor a 10 MCA para que pueda cumplir con la operatividad del sistema según la normativa del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Tabla 23

Modelo Hidráulico, Reporte de Tuberías en el Programa WaterCAD V8i – Bentley, Ecuación de Hazzen y Williams

Tramo	Comienzo Nudo	Fin Nudo	Long. (3D) (m)	Diámetro (mm)	Material	Hazen- Williams C	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Pérdida Gradiente (m/km)
P-1	R-1	J-1	48.90	83.40	PVC	150.00	2.72	0.50	3.18
P-2	J-1	J-2	436.85	58.40	PVC	150.00	2.72	1.02	18.01
P-3	J-2	J-3	975.70	58.40	PVC	150.00	2.72	1.02	18.01
P-4	J-3	J-4	225.81	58.40	PVC	150.00	2.72	1.02	18.01
P-5	J-4	J-5	56.97	58.40	PVC	150.00	1.24	0.46	4.18
P-6	J-5	J-6	123.80	58.40	PVC	150.00	1.09	0.41	3.31
P-7	J-6	J-7	113.02	58.40	PVC	150.00	1.59	0.59	6.68
P-8	J-7	J-8	104.05	58.40	PVC	150.00	1.30	0.49	4.61
P-9	J-8	J-9	68.10	58.40	PVC	150.00	0.51	0.19	0.82
P-10	J-9	J-10	93.34	58.40	PVC	150.00	0.22	0.08	0.17
P-11	J-10	J-11	64.85	58.40	PVC	150.00	0.13	0.05	0.06
P-12	J-11	J-12	110.68	58.40	PVC	150.00	0.11	0.04	0.05
P-13	J-12	J-13	13.78	58.40	PVC	150.00	0.04	0.01	0.01
P-14	J-13	J-14	112.38	58.40	PVC	150.00	0.02	0.01	0.00
P-15	J-14	J-15	12.00	58.40	PVC	150.00	0.02	0.01	0.00
P-16	J-4	J-16	88.41	58.40	PVC	150.00	1.48	0.55	5.86
P-17	J-16	J-17	109.29	33.00	PVC	150.00	0.40	0.47	8.43
P-18	J-17	J-18	11.18	33.00	PVC	150.00	0.16	0.19	1.59
P-19	J-18	J-19	139.48	33.00	PVC	150.00	0.17	0.20	1.66
P-20	J-19	J-20	84.92	33.00	PVC	150.00	0.06	0.06	0.21
P-21	J-6	J-21	80.43	58.40	PVC	150.00	0.54	0.20	0.90

P-22	J-21	J-16	56.85	58.40	PVC	150.00	0.90	0.34	2.31
P-23	J-7	J-22	71.53	33.00	PVC	150.00	0.23	0.27	3.06
P-24	J-22	J-23	69.41	33.00	PVC	150.00	0.01	0.01	0.00
P-25	J-23	J-18	67.58	33.00	PVC	150.00	0.13	0.15	1.08
P-26	J-9	J-24	80.02	33.00	PVC	150.00	0.16	0.19	1.61
P-27	J-24	J-19	79.54	33.00	PVC	150.00	0.16	0.19	1.59
P-28	J-21	J-23	80.60	33.00	PVC	150.00	0.34	0.40	6.18
P-29	J-22	J-24	90.78	33.00	PVC	150.00	0.13	0.15	1.01
P-30	J-8	J-25	124.63	58.40	PVC	150.00	0.75	0.28	1.67
P-31	J-25	J-26	124.06	58.40	PVC	150.00	0.75	0.28	1.67
P-32	J-26	J-27	105.24	58.40	PVC	150.00	0.50	0.19	0.77
P-33	J-27	J-28	67.72	58.40	PVC	150.00	0.24	0.09	0.20
P-34	J-28	J-29	83.12	58.40	PVC	150.00	0.09	0.03	0.03
P-35	J-26	J-30	81.79	58.40	PVC	150.00	0.07	0.03	0.02
P-36	J-30	J-31	83.87	58.40	PVC	150.00	0.02	0.01	0.00
P-37	J-27	J-32	115.18	58.40	PVC	150.00	0.04	0.01	0.01
P-38	J-32	J-33	12.44	58.40	PVC	150.00	0.02	0.01	0.00
P-39	J-28	J-34	108.04	58.40	PVC	150.00	0.15	0.05	0.08
P-40	J-34	J-35	114.08	58.40	PVC	150.00	0.15	0.05	0.08
P-41	J-35	J-36	134.23	58.40	PVC	150.00	0.09	0.03	0.03
P-42	J-36	J-37	72.42	58.40	PVC	150.00	0.04	0.01	0.01

Fuente: Programa Bentley WaterCAD V8 XM Edición

De acuerdo a los resultados obtenidos, se utilizará en todos los tramos que se muestran la tubería PVC C-10.

2.5.3.6. Otros

2.5.3.6.1. Cálculo de Desinfección con Hipoclorito de Calcio

2.5.3.6.1.1. Reservorio en El Centro Poblado de La Marginal

Caudal De Ingreso al Reservorio (Q M.D.): $Q_{M.D.} = 1.77 \text{ l/s}$

Dosis de hipoclorito de calcio 70% (D): $D = 3.00 \text{ mg/L}$

Concentración de la solución (C): $C = 0.50 \%$

Concentración de la solución (C): $C = 5000.00 \text{ mg/L}$

Caudal de solución promedio $C = 0.50 \%$ (q)

$$q = \frac{Q_{md1} * D}{C}$$

$$q = \frac{1.77 * 3.00}{5000}$$

$$q = 0.001062 \text{ l/s}$$

$$q = 63.72 \text{ ml/min}$$

$$q = 0.0038 \text{ m}^3/\text{hr}$$

Tiempo de funcionamiento del tanque de solución (T)

$$T = 168 \text{ horas}, T = 7.00 \text{ dias}$$

Volumen del tanque de solución $C = 0.50 \%$ (V)

$$V = q * T$$

$$V = 0.0038 * 168$$

$$V = 0.64 \text{ m}^3 : \text{Tanque de polietileno } V = 650 \text{ Lts}$$

Consumo promedio diario (P)

$$P = D * Q_{M.D.}$$

$$P = 3.00 * 1.77$$

$$P = 5.31 \text{ mg/s}$$

$$P = 0.019 \text{ kg/hr}$$

Consumo por tanque de hipoclorito de calcio al 70% (Po)

$$Po = P * T$$

$$Po = 0.019 * 168$$

$$Po = 3.19 \text{ Kg}$$

2.6. Aspectos éticos

El presente estudio de investigación se llevó a cabo por el propio Tesista de acuerdo a los parámetros de diseño existentes según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y “Saneamiento Básico, Guía para la formulación de proyectos de inversión exitosos”, así también como la experiencia de profesionales en cuestión del tema.

El investigador se responsabiliza por lo aducido en el contenido, explicación de los fundamentos y la base teórica de la cual se compone el mencionado estudio.

CAPITULO III

RESULTADOS

3.1. Planta de Tratamiento

3.1.1. Sedimentador de Flujo Horizontal

Tabla 24

Resultados de Sedimentador de Flujo Horizontal

Parámetro De Diseño	Símbolo	Cantidad	Unidad
Ancho del sedimentador	B	1.35	m
Longitud total del sedimentador	L	8.50	m
- Longitud de la zona de sedimentación	L ₂	7.70	m
- Distancia entre cortina y la pared de entrada	L ₁	0.80	m
Altura	H	1.50	m
Altura máxima (tolva de lodos)	H ₁	1.90	m
Pendiente	S	5.00	%
Sistema de limpieza			
Ancho del canal	b	0.20	m
Altura de canal de limpieza	h'	0.15	m

Fuente: Elaboración propia

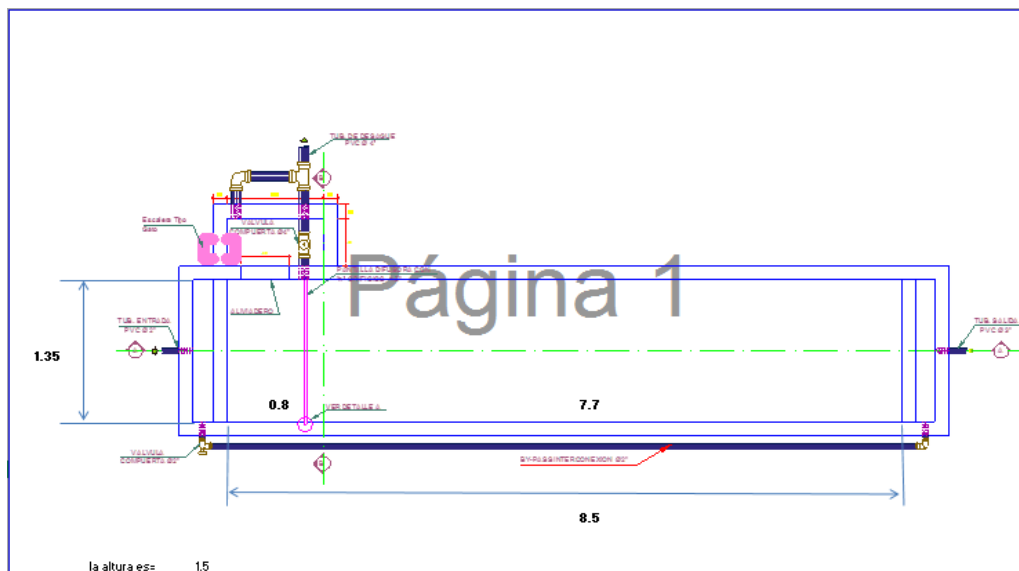


Figura 19. Sedimentador de Flujo Horizontal. (Fuente: Elaboración propia)

3.1.2. Filtro Lento

Tabla 25

Resultados de Filtro Lento

Parámetro de Diseño	Símbolo	Cantidad	Unidad
Número de unidades del filtro	N	02	X
Velocidad de filtración	V'_f	0.30	m/hrs
Área superficial del filtro	A_s'	10.62	m ²
Coefficiente del mínimo costo	k	1.33	
Ancho del filtro lento	B'	2.85	m
Largo del filtro lento	L'	3.80	m
Diámetro efectivo del lecho de arena	D ₁₀	0.20	mm
Diámetro de grava en capa de soporte 1	D _{G1}	1.50	mm
Diámetro de grava en capa de soporte 2	D _{G2}	4.00	mm
Diámetro de grava en capa de soporte 3	D _{G3}	10.00	mm
Profundidad del lecho de arena	H ₀	1.00	m
Altura de capa de soporte 1	H _{G1}	0.05	mm
Altura de capa de soporte 2	H _{G2}	0.05	mm
Altura de capa de soporte 3	H _{G3}	0.15	mm

Fuente: Elaboración propia

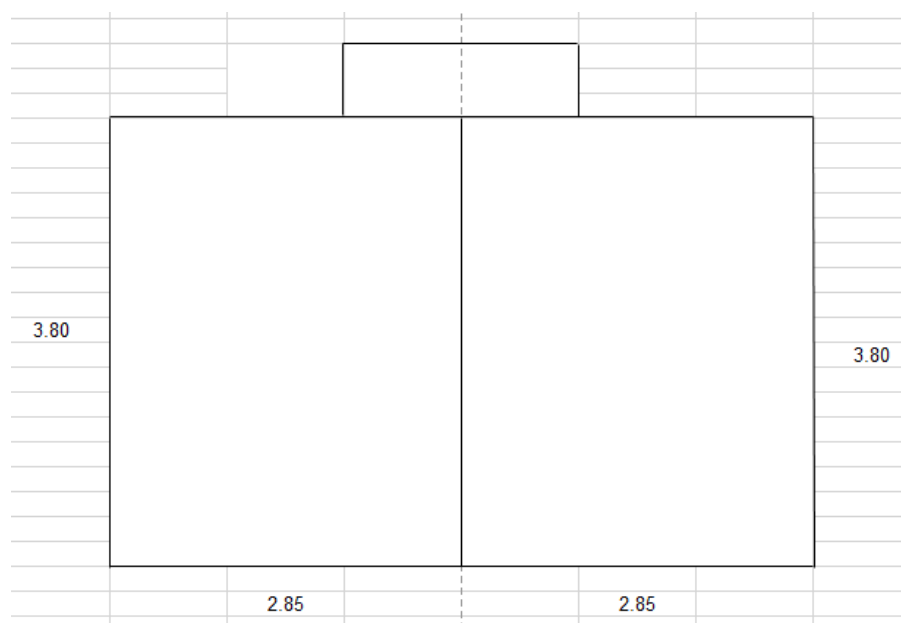


Figura 20. Filtro Lento. (Fuente: Elaboración propia)

3.2. Línea de Conducción

Tabla 26

Resultado del Cálculo Hidráulico-Línea de Conducción-Centro Poblado de La Marginal, en el programa WaterCAD V8i

Nodo	Cota (m)	Demanda (L/s)	Gradiente (m)	Presión (m H2O)
J-1	490.00	0.00	490.00	0.00
J-2	480.75	0.00	489.77	9.00
J-3	481.50	0.00	489.70	8.18
J-4	478.75	0.00	489.50	10.73
J-5	476.75	0.00	489.47	12.69
J-6	445.80	0.00	489.12	43.23
J-7	324.75	0.00	488.23	163.16
J-8	313.75	0.00	486.75	172.66
J-9	307.75	0.00	485.97	177.86
J-10	331.75	0.00	485.45	153.39
J-11	329.00	0.00	484.64	155.32
J-12	361.95	1.77	484.29	122.09
J-13	361.75	0.00	361.75	0.00
J-14	343.50	0.00	361.67	18.13
J-15	291.75	0.00	361.22	69.33
J-16	285.72	0.00	360.39	74.52
J-17	288.20	0.00	360.25	71.91
J-18	288.41	0.00	360.19	71.63
J-19	290.45	0.00	360.15	69.56
J-20	290.36	0.00	360.13	69.63
J-21	290.25	0.00	360.12	69.74
J-22	306.50	0.00	359.80	53.19
J-23	308.50	0.00	359.78	51.18
J-24	309.50	0.00	359.77	50.17
J-25	310.50	0.00	359.74	49.15
J-26	313.75	0.00	359.69	45.85
J-27	312.50	0.00	359.67	47.07
J-28	344.50	0.00	359.36	14.83
J-29	346.40	1.77	359.35	12.93

Fuente: Elaboración propia, datos obtenidos del programa WaterCAD V8i

Tabla 27

*Resultado del Cálculo Hidráulico- Reporte de Tuberías-Centro Poblado de La Marginal,
en el Programa WaterCAD V8i*

Tramo	Comienzo Nudo	Fin Nudo	Long. (3D) (m)	Diámetro (mm)	Material	Hazen- Williams C	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Pérdida Gradiente (m/km)
P-1	R-1	J-1	126.70	10,000.00	PVC	150.00	1.77	0.00	0.000
P-2	J-1	J-2	160.40	83.40	PVC	150.00	1.77	0.32	0.001
P-3	J-2	J-3	50.40	83.40	PVC	150.00	1.77	0.32	0.001
P-4	J-3	J-4	138.90	83.40	PVC	150.00	1.77	0.32	0.001
P-5	J-4	J-5	22.00	83.40	PVC	150.00	1.77	0.32	0.001
P-6	J-5	J-6	243.10	83.40	PVC	150.00	1.77	0.32	0.001
P-7	J-6	J-7	617.70	83.40	PVC	150.00	1.77	0.32	0.001
P-8	J-7	J-8	1033.40	83.40	PVC	150.00	1.77	0.32	0.001
P-9	J-8	J-9	545.00	83.40	PVC	150.00	1.77	0.32	0.001
P-10	J-9	J-10	367.90	83.40	PVC	150.00	1.77	0.32	0.001
P-11	J-10	J-11	565.10	83.40	PVC	150.00	1.77	0.32	0.001
P-12	J-11	J-12	244.90	83.40	PVC	150.00	1.77	0.32	0.001
P-13	R-2	J-13	163.65	10,000.00	PVC	150.00	1.77	0.00	0.001
P-14	J-13	J-14	154.70	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001
P-15	J-14	J-15	830.50	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001
P-16	J-15	J-16	1543.85	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001
P-17	J-16	J-17	261.05	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001
P-18	J-17	J-18	119.05	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001
P-19	J-18	J-19	69.50	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001
P-20	J-19	J-20	32.00	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001
P-21	J-20	J-21	18.40	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001
P-22	J-21	J-22	604.85	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001
P-23	J-22	J-23	31.60	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001
P-24	J-23	J-24	20.25	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001
P-25	J-24	J-25	45.65	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001
P-26	J-25	J-26	94.20	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001
P-27	J-26	J-27	47.10	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001
P-28	J-27	J-28	578.85	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001
P-29	J-28	J-29	8.55	102.00	PVC	150.00	1.77	0.22	0.001

Fuente: Elaboración propia, datos obtenidos del programa WaterCAD V8i

3.3. Reservorio

3.3.1. Reservorio en el Centro Poblado de La Marginal

Tabla 28

Resultado de Reservorio en el Centro Poblado de La Marginal

Parámetro De Diseño	Símbolo	Cantidad	Unidad
Volumen de Reservorio	$V_{\text{reserv.}}$	45	m ³
Dimensiones del reservorio			
- Diámetro	D	5.60	m
- Altura total	H	1,90	m
- Volumen asumido	V	46.80	m ³
Flecha de la Cúpula			
- Radio de la cúpula	r	4.70	m
- Flecha de la cúpula	F	0.95	m

Fuente: Elaboración propia

3.4. Línea de Aducción y Redes de Distribución

Tabla 29

Resultado del Cálculo Hidráulico- Redes de distribución-Centro Poblado de La Marginal, en el Programa WaterCAD V8i

Nodo	Cota (m)	Demanda (L/s)	Gradiente (m)	Presión (m H2O)
R1	346.40	0.0000	346.40	0.00
J-1	316.00	0.0000	344.67	28.61
J-2	299.54	0.0000	335.71	36.10
J-3	290.56	0.0000	328.22	37.58
J-4	290.64	0.0000	327.83	37.12
J-5	288.50	0.1470	327.42	38.85
J-6	288.21	0.0370	327.22	38.94
J-7	287.23	0.0550	326.69	39.38
J-8	286.92	0.0370	326.57	39.56
J-9	286.19	0.1290	326.49	40.22
J-10	285.91	0.0920	326.48	40.49
J-11	285.75	0.0180	326.46	40.63
J-12	287.71	0.0730	326.43	38.64

J-13	288.04	0.0180	326.43	38.31
J-14	289.71	0.0000	326.43	36.64
J-15	291.75	0.0180	326.43	34.61
J-16	288.45	0.1840	327.42	38.89
J-17	286.43	0.2390	326.55	40.03
J-18	285.69	0.1290	326.45	40.68
J-19	284.29	0.2760	326.26	41.89
J-20	283.95	0.0550	326.25	42.22
J-21	288.16	0.0180	327.27	39.03
J-22	286.58	0.1100	326.52	39.86
J-23	286.07	0.2020	326.52	40.37
J-24	285.64	0.1290	326.40	40.68
J-25	289.25	0.0000	326.52	37.19
J-26	288.52	0.1840	326.25	37.66
J-27	297.10	0.2200	326.00	28.84
J-28	308.00	0.0000	325.98	17.94
J-29	310.12	0.0920	325.97	15.82
J-30	288.23	0.0550	326.25	37.94
J-31	288.55	0.0180	326.25	37.62
J-32	302.98	0.0180	326.00	22.97
J-33	292.26	0.0180	326.00	33.67
J-34	308.20	0.0000	325.98	17.74
J-35	308.95	0.0550	325.98	16.99
J-36	308.15	0.0550	325.97	17.78
J-37	309.05	0.0370	325.97	16.89

Fuente: Elaboración propia, datos obtenidos del programa WaterCAD V8i

Tabla 30

*Resultado del Cálculo Hidráulico- Reporte de Tuberías-Centro Poblado de La Marginal,
en el Programa WaterCAD V8i*

Tramo	Comienzo Nudo	Fin Nudo	Long. (3D) (m)	Diámetro (mm)	Material	Hazen- Williams C	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Pérdida Gradiente (m/km)
P-1	R-1	J-1	48.90	83.40	PVC	150.00	2.72	0.50	3.18
P-2	J-1	J-2	436.85	58.40	PVC	150.00	2.72	1.02	18.01
P-3	J-2	J-3	975.70	58.40	PVC	150.00	2.72	1.02	18.01
P-4	J-3	J-4	225.81	58.40	PVC	150.00	2.72	1.02	18.01
P-5	J-4	J-5	56.97	58.40	PVC	150.00	1.24	0.46	4.18
P-6	J-5	J-6	123.80	58.40	PVC	150.00	1.09	0.41	3.31
P-7	J-6	J-7	113.02	58.40	PVC	150.00	1.59	0.59	6.68
P-8	J-7	J-8	104.05	58.40	PVC	150.00	1.30	0.49	4.61
P-9	J-8	J-9	68.10	58.40	PVC	150.00	0.51	0.19	0.82
P-10	J-9	J-10	93.34	58.40	PVC	150.00	0.22	0.08	0.17
P-11	J-10	J-11	64.85	58.40	PVC	150.00	0.13	0.05	0.06
P-12	J-11	J-12	110.68	58.40	PVC	150.00	0.11	0.04	0.05
P-13	J-12	J-13	13.78	58.40	PVC	150.00	0.04	0.01	0.01
P-14	J-13	J-14	112.38	58.40	PVC	150.00	0.02	0.01	0.00
P-15	J-14	J-15	12.00	58.40	PVC	150.00	0.02	0.01	0.00
P-16	J-4	J-16	88.41	58.40	PVC	150.00	1.48	0.55	5.86
P-17	J-16	J-17	109.29	33.00	PVC	150.00	0.40	0.47	8.43
P-18	J-17	J-18	11.18	33.00	PVC	150.00	0.16	0.19	1.59
P-19	J-18	J-19	139.48	33.00	PVC	150.00	0.17	0.20	1.66
P-20	J-19	J-20	84.92	33.00	PVC	150.00	0.06	0.06	0.21
P-21	J-6	J-21	80.43	58.40	PVC	150.00	0.54	0.20	0.90
P-22	J-21	J-16	56.85	58.40	PVC	150.00	0.90	0.34	2.31
P-23	J-7	J-22	71.53	33.00	PVC	150.00	0.23	0.27	3.06
P-24	J-22	J-23	69.41	33.00	PVC	150.00	0.01	0.01	0.00
P-25	J-23	J-18	67.58	33.00	PVC	150.00	0.13	0.15	1.08
P-26	J-9	J-24	80.02	33.00	PVC	150.00	0.16	0.19	1.61
P-27	J-24	J-19	79.54	33.00	PVC	150.00	0.16	0.19	1.59

P-28	J-21	J-23	80.60	33.00	PVC	150.00	0.34	0.40	6.18
P-29	J-22	J-24	90.78	33.00	PVC	150.00	0.13	0.15	1.01
P-30	J-8	J-25	124.63	58.40	PVC	150.00	0.75	0.28	1.67
P-31	J-25	J-26	124.06	58.40	PVC	150.00	0.75	0.28	1.67
P-32	J-26	J-27	105.24	58.40	PVC	150.00	0.50	0.19	0.77
P-33	J-27	J-28	67.72	58.40	PVC	150.00	0.24	0.09	0.20
P-34	J-28	J-29	83.12	58.40	PVC	150.00	0.09	0.03	0.03
P-35	J-26	J-30	81.79	58.40	PVC	150.00	0.07	0.03	0.02
P-36	J-30	J-31	83.87	58.40	PVC	150.00	0.02	0.01	0.00
P-37	J-27	J-32	115.18	58.40	PVC	150.00	0.04	0.01	0.01
P-38	J-32	J-33	12.44	58.40	PVC	150.00	0.02	0.01	0.00
P-39	J-28	J-34	108.04	58.40	PVC	150.00	0.15	0.05	0.08
P-40	J-34	J-35	114.08	58.40	PVC	150.00	0.15	0.05	0.08
P-41	J-35	J-36	134.23	58.40	PVC	150.00	0.09	0.03	0.03
P-42	J-36	J-37	72.42	58.40	PVC	150.00	0.04	0.01	0.01

Fuente: Elaboración propia, datos obtenidos del programa WaterCAD V8i

CAPITULO IV

DISCUCIÓN DE RESULTADOS

4.1. Fuente de Abastecimiento y análisis Fisicoquímico y Bacteriológico del Agua (CRUDA)

La fuente superficial de donde se capta el agua para el sistema de abastecimiento de Agua Potable es contemplada de las aguas de la quebrada Mishquiyacu, la cual garantiza su disponibilidad de recurso hídrico en todas las épocas del año, es decir el caudal de dicha fuente en épocas de estiaje ($Q_{\text{río}} = 10.25 \text{ l/s}$) es mayor al requerido ($Q_{\text{M.D.}} = 1.77 \text{ l/s}$).

Acerca de la calidad del agua a utilizar, se verificó in situ las propiedades del agua que se toman en cuenta para el consumo en el mismo punto de la captación de la quebrada Mishquiyacu, se han tomado muestras inalteradas para regir el proceso de estudio de la fuente.

Para el ensayo del Análisis Físico, Químico y Bacteriológico se utilizó como norma de contraste el “Reglamento de la calidad del Agua para el Consumo Humano” así también como las “Guías para la Calidad del Agua Potable”, en la que se determinó según el Ensayo que la muestra obtenida in situ de la Referencia, CUMPLE y es benéfico con todos los requisitos solicitados de la Norma de Contraste Utilizada que se muestran en el Anexo N° 08, siendo el estudio de la Fuente de Agua.

No obstante, los resultados obtenidos durante el ensayo realizado: concentraciones de aluminio (0.0077 mg/l) fueron comparados con respecto a los estándares nacionales de calidad ambiental para agua, efectuando el contraste con la sub categoría A-2 (5 mg/l), estando por debajo de sus estándares. Estas Aguas pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional, por tal motivo fue necesario proyectar la planta de tratamiento básica para poder acatar y cumplir con los parámetros máximos admisibles según el reglamento nacional de calidad del agua.

4.2. Parámetros de Diseño

El cálculo de los parámetros de Diseño del Sistema de abastecimiento de Agua Potable como son:

La población futura se concretó utilizando los últimos censos (1993 y 2007) y se calculó la tasa de crecimiento con los datos del INEI, también se compara dicha tasa de crecimiento con los datos del Compendio Estadístico San Martín 2016 brindados también por el INEI para el distrito de Cuñumbuqui. Para la proyección se hizo el empadronamiento y la cantidad de personas registrados por la Municipalidad de dicho distrito y utilizamos la tasa de

crecimiento de Cuñumbuqui, ya que INEI no cuenta con registros del Centro Poblado de La Marginal Actualizados.

El cálculo de los caudales de diseño de los componentes se tomó una dotación de 120 lts/hab./día, lo estándar es considerar una dotación de 100 lts/hab./día a lo que le sumamos 20 lts/hab./día por la presencia de colegios de nivel primario y secundario según la guía de saneamiento rural, los parámetros están dispuestos para un período de diseño de 20 años durante los cuales el sistema prestará con eficiencia el servicio para el cual es diseñada y que no habrán futuras modificaciones o mantenimientos considerables en cuanto a lo económico-social y estructural, para el aprovechamiento óptimo del sistema planteado.

4.3. Componentes del Sistema de Agua Potable

4.3.1. Captación

Para la selección de la localización del punto de toma de este componente, se tuvo en cuenta diferentes variables y aspectos: la topografía, hidrología, la calidad de la fuente y la estructura existente. La preferencia de escoger la fuente en una ubicación estratégica, es a causa de evitar tener problemas durante la vida útil del sistema de abastecimiento de Agua Potable; como es el caso del sistema actual que viene causando malestar y no brinda el agua que necesita y hace falta como derecho a la población. La captación existente, se encuentra en condiciones de ser aprovechada, por cual utilizamos el punto de captación en la parte alta de la cuenca de la quebrada Mishquiyacu, también se aprovecha dicha estructura tipo barraje con una resistencia a la compresión del concreto de $F'c=210\text{kg/cm}^2$, con muros reforzados para el encauzamiento de Altura $H = 1.50\text{ m}$ y un espesor $e=0.20\text{ m}$ y una altura de barraje fijo $H = 0.60\text{ m}$ en todo el ancho de la estructura para el cálculo ya que aún no ha sido afectado por el crecimiento poblacional.

Esta estructura de tipo convencional, se conforma por un barraje fijo, ventana de captación y caja de válvulas. Dicha captación se encuentra ubicada en las coordenadas UTM 18 M E: 338113.00 y N: 9287945.00 con una altura de 486.75 m.s.n.m. Otro factor principal que se ha tomado en cuenta, es el aforo en el tiempo de estiaje de la quebrada Mishquiyacu, siendo el caudal mínimo de 10.25 lts/s que analizando las cantidades con el caudal máximo diario para el periodo de diseño en el periodo de 20 años (1.77 lts/seg), resulta óptimo y más que suficiente.

4.3.2. Planta de Tratamiento

La planta de tratamiento tiene como función principal remover la turbidez del agua y reducir considerablemente el número de microorganismos (bacterias, virus y quistes). Este proceso que se da tiene la similitud con la percolación del agua a través del subsuelo debido al

movimiento lento del agua. La selección de la unidades de tratamiento del agua cruda se realizó teniendo en cuenta los resultados del Ensayo de los análisis físicos –químicos y biológicos en base a estos valores obtenidos de sus variables se consideraron las unidades necesarias para potabilizar el agua cruda de la quebrada Mishquiyacu; la planta de tratamiento está conformada por un sedimentador de flujo horizontal y filtro lento según la categorización todas estas unidades garantizan entregar a la población agua que cumpla con los requisitos exigidos en el reglamento nacional de calidad. El mantenimiento y la operación continua de la planta, tiene una ubicación prioritaria para el fácil acceso con la finalidad de no esperar que estas estructuras no colapsen y puedan generar daños irreparables. Su ubicación en las coordenadas está dada por UTM 18 M E: 338306.00 y N: 9284994.00, con una cota de 347.05 m.s.n.m.

4.3.3. Línea De Conducción

El trabajo del trazo de la línea de conducción se tuvo en cuenta el aspecto topográfico, principalmente en el recorrido total y mínimo de la captación al reservorio Proyectado, se planteó como medida de abaratar los costos, por otro lado, el trazo propuesto se realizó paralelo en algunos tramos con la línea existente aprovechando su pendiente y la accesibilidad, de esta manera evitar problemas con la servidumbre de paso; respecto a la vulnerabilidad, la ubicación de la línea de conducción no presenta peligros por desastres naturales. La línea de conducción está conformada por tubería de PVC – U UF con os siguientes diámetros DN 110 mm, 90 mm, 63 mm y cámaras de rompe - presión por las fuertes depresiones que presenta el perfil longitudinal del terreno y para conducir el caudal máximo diario del proyecto ($Q\text{ M.D.} = 1.77\text{ lts/seg}$). La línea de conducción involucra una distancia total de km 08+481.30 donde estarán establecidas las tuberías antes mencionadas.

4.3.4. Reservorio Apoyado

El Centro Poblado de La Marginal contará con su propio reservorio de concreto armado de sección circular con la capacidad de almacenamiento $V = 45.00\text{ M}^3$, con la finalidad de suministrar el caudal máximo horario a la red de distribución, para poder mantener las presiones adecuadas en la red de distribución, se emplea un cálculo adicional para tener agua de reserva en caso de interrupciones en la línea de conducción. Para poder coincidir y cumplir con los objetivos mencionados se estipuló la ubicación de los reservorios en cotas por encima de la localidad para garantizar las presiones de diseño en la zona rural actual y zonas de expansión, así el recurso pueda llegar y abastecer con toda normalidad en el Centro Poblado de La Marginal. El reservorio de dicho Centro Poblado tiene las siguientes coordenadas UTM 18 M E: 336295.00 y N: 9281563.00, con una altura de 345.50 m.s.n.m.

4.4. Selección de Alternativa

La selección de alternativa está planteada como diseño mediante guías y parámetros debido a que el diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable, como sistema constituye por sí una sola y óptima alternativa que comprende los siguientes componentes: una captación, planta de tratamiento (sedimentador, filtro lento), línea de conducción, reservorio, línea de aducción, redes de distribución y conexiones domiciliarias. Las cuales están propuestas y proyectadas en el presente estudio.

CONCLUSIONES

El proyecto de investigación: “Diseño Hidráulico del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para mejorar la calidad de vida en el Centro Poblado de La Marginal, distrito de Cuñumbuqui, San Martín, 2018” se realizó siguiendo todos los criterios de diseño contemplados en el Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma OS 050), lo cual permite asegurar y garantizar la realización de un buen diseño en el presente proyecto así da una mejor calidad de vida en cuanto al aprovechamiento que el recurso hídrico lo estima.

La propuesta de Diseño Hidráulico del Sistema de Agua Potable, concluye con las mediadas de los siguientes componentes:

Línea de Conducción. - Esta línea une el punto de captación con el reservorio, tiene una longitud de 8,481.30 m con unas tuberías cuyos diámetros son de 90 mm PVC DN entre clase 10, clase 16 y clase 20. El diseño se realizó empleando el programa WaterCAD V8i y verificando mediante cálculos manuales. El caudal de diseño es el Caudal Máximo Diario cuyo valor es igual a 1.77 l/s.

Sedimentador de flujo horizontal. - Es una estructura de concreto armado, cuya finalidad es separar los sedimentos en suspensión e impedir su ingreso a la línea de conducción. Mide 8.50 m. de largo, 1.35 m de ancho y una altura de 1.50 m. Cuenta además con una altura de tolva de lodos de 1.90 m, y su respectivo canal de limpia de ancho 0.20 m altura 0.15 m.

Filtro Lento. - Es una estructura de concreto armado, con la finalidad de realizar el la depuración y desinfección del agua en el último tramo para su posterior almacenamiento y distribución, este tratamiento se realiza mediante la filtración lenta en arena (FLA). El filtro lento es utilizado principalmente para eliminar la turbiedad del agua, pero si se diseña de una manera óptima se puede considerar como un sistema de desinfección final del agua, para su aprovechamiento y almacén. Mide 3.80 m. de largo, 2.85 m de ancho y una profundidad de lecho de arena de 1.00 m.

Reservorio Apoyado 45 m³. - Esta estructura permitirá almacenar el agua con la finalidad de cubrir la demanda en horas de máximo consumo. La estructura es cilíndrica y tiene un diámetro interno de 5.60 m. y una altura de agua de 1.90 m. Tendrá un revestimiento interior impermeabilizado tanto en paredes como en pisos y permitirá almacenar 46.80 m³ de agua de acuerdo a las medidas obtenidas. Cuenta, además, con una caseta de válvulas y accesorios de acero bridados. Para la limpieza de la estructura cuenta con un drenaje y una cámara de limpia y rebose.

Línea de Aducción. - Esta línea une el reservorio con la red de distribución, tiene una longitud de 1,454.22m con unas tuberías cuyos diámetros varían de 90 mm a 63mm PVC DN clase 10. El diseño se hizo con los mismos criterios que la línea de conducción empleando el programa WaterCAD V8i. El caudal de diseño es el Caudal Máximo Horario cuyo valor es igual a 2.72 l/s.

Red de Distribución. - Componen las tuberías empleadas en el Centro Poblado de La Marginal. Debido a la condición de poblaciones pequeñas estas tuberías se disponen como una red abierta de tuberías por lo cual se ha calculado y diseñado con la fórmula de **Hazen y Williams**. Así mismo cuenta con válvulas de purga de los posibles lodos que se alojarán en las redes y válvulas de aire para facilitar el flujo del elemento líquido.

Conexiones Domiciliarias. - Se ha considerado dotar de agua en forma directa a las 148 viviendas que conforman el Centro Poblado de La Marginal. Estas conexiones domiciliarias cuentan con válvulas y accesorios de PVC para el correcto funcionamiento de la misma.

Al realizar Diseño Hidráulico del Sistema de Agua Potable en el Centro Poblado de La Marginal, se contemplará la mejora del caudal y la presión con la que llegará el agua potable a las viviendas del proyecto, así mismo se podrá garantizar el consumo de agua salubre y apta, incrementando la calidad de vida de los pobladores.

RECOMENDACIONES

Se recomienda que, al momento de ejecutarse el proyecto de investigación en cuestión, realizarlo tomando en cuenta los criterios y normas (Norma OS 050) establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones, con el fin de salvaguardar la buena pro y ejecución del proyecto, con esto se garantizará la vida útil de diseño proyectado.

Se recomienda que la planta de tratamiento trabaje de acuerdo al caudal que se ha utilizado en este estudio, siendo llamado el caudal de diseño para el normal funcionamiento. Así mismo, utilizar las dimensiones hidráulicas de las unidades de tratamiento indicadas en los planos (sedimentador, filtro lento) durante el proceso constructivo con el fin de optimizar procesos, abaratar tiempos y la eficiente entrega del agua de calidad al Centro Poblado de La Marginal.

Se recomienda que, para efectos bibliográficos o guía para elaboración de proyectos de sistemas de agua potable, tener en consideración el contenido de la presente tesis de investigación con el fin de tener un sustento fehaciente y diseños proyectados basados en la Norma OS 050 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Se recomienda establecer el mantenimiento y operación periódica del sistema con el fin de salvaguardar la vida útil de las estructuras diseñadas y continuar con el normal funcionamiento de los componentes del sistema; es necesario destinar a una persona local encargada de la operación y manipulación de los componentes.

Se deben de realizar charlas educativas sobre el tema de saneamiento (promovidas por La Junta Administrativa Servicio de Saneamiento, JASS), así como el debido consumo del agua potable y promover los estilos de vida saludables, el agua es vida, pero se debe orientar el buen uso de esta en los hábitos, costumbres y el comportamiento frente a este recurso hídrico.

Formalizar y concientizar el pago razonable de un monto mínimo para cubrir el mantenimiento y operación del sistema de suministro de agua potable, para que se pueda brindar un servicio de calidad constante.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Agüero, R,** (1997). “Agua Potable para Poblaciones Rurales”
Editorial Asociación Servicios Educativos Rurales (SER), 1997, Lima – Perú.
- Alegría, J,** (2013). “Ampliación y mejoramiento del Sistema de Agua Potable de la ciudad de Bagua Grande”, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima-Perú.
- Alvarado, P,** (2013). ”Estudios y diseños del sistema de agua potable del barrio San Vicente, parroquia Nambacola, cantón Gonzanamá”, Universidad Técnica Particular de Loja, Loja-Ecuador.
- Ampié, D, & Masis, A,** (2017). “Propuesta de diseño hidráulico a nivel de pre factibilidad del sistema de abastecimiento básico de la comunidad Pasó real, municipio de Jinotepe, departamento de Carazo”(tesis de pregrado). Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua. Managua-Nicaragua.
- Arce, P, & Saavedra, V,** (2011). Diseño del sistema de agua potable y alcantarillado de la comunidad de Nuevo Celendín, distrito de zapatero provincia de lamas (tesis de pregrado). Universidad Nacional de San Martín, Tarapoto, Perú.
Biblioteca de UNSM.
- Arellana, J.** (2005), “Ingenieria Sanitaria”, Universidad Tecnológica Nacional, Argentina.
Edición Digital
- Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencia del ambiente - Organización panamericana de la salud, unidad de apoyo técnico para el saneamiento básico del área rural,** (2005), “Especificaciones técnicas para el diseño de captaciones por gravedad de aguas superficiales”. Lima-Perú.
- Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencia del ambiente-Organización panamericana de la salud, unidad de apoyo técnico para el saneamiento básico del área rural,** (2005). “Guía para el diseño de Desarenadores y Sedimentadores”. Lima-Perú.
- Chiquin, E,** (2009). ”Diseño de sistema de abastecimiento de agua potable del área urbana, del municipio de San Pablo Tamahú, departamento de Alta Verapaz”, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.
- División de salud y ambiente, organización panamericana de la salud, unidad de apoyo técnico para el saneamiento básico del área rural,** (2005), “Plantas de tratamiento de filtros lentos.” Lima-Perú.

- García Trisolini, E.** (2009), “Manual de proyectos de agua potable en poblaciones rurales”. Lima-Perú.
- Gfpie**, (2011), “Guía Simplificada para la Identificación, Formulación y Evaluación Social de Proyectos Saneamiento Básico en el Ámbito Rural, a Nivel de Perfil”. Lima-Perú.
- Grafic**, (2011), Reglamento De La Calidad De Agua Para Consumo Humano. J.B. Grafic E.I.R.L; 1era. Edición. Lima-Perú.
- Guillén, J, & Concha, J**, (2014). Mejoramiento del sistema de Abastecimiento de Agua Potablea (tesis de pregrado). Universidad San Martín de Porres. Lima, Perú.
- Jiménez, J**, (2007). ”Manual para el diseño de sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario”, Universidad de Veracruz, México.
- Lossio, M**, (2012), Sistema de abastecimiento de agua potable para cuatro poblados rurales del distrito de Lancones (tesis de pregrado). Universidad de Piura, Piura, Perú.
- Mata, J**. (2014), Comparativa técnica, operativa y financiera entre un sistema de velocidad variable y un tanque elevado en el abastecimiento de agua potable (tesis de pregrado). Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Meza, J**, (2010), Diseño de un sistema de agua potable para la comunidad nativa de tsoroja, analizando la incidencia de costos siendo una comunidad de difícil acceso (tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Ministerio de Economía y Finanzas M.E.F.**, (2004), “Parámetros de Diseño de Infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales”, Lima-Perú.
- Rodríguez, P.** (2001). “Abastecimiento de Agua”, Instituto tecnológico de Oaxaca, México.
- Reyna, C.** (2003), Abastecimiento de agua potable del distrito de Barranquita (tesis de pregrado). Universidad Nacional de San Martín, Tarapoto, Perú.
- Biblioteca de UNSM
- Vierendel**; “abastecimiento de agua y alcantarillado”.

ANEXOS

ANEXO 1: Matriz de Consistencia

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES E INDICADORES	POBLACION Y MUESTRA	DISEÑO
¿Cuánto influye en la calidad de vida de los pobladores en El Centro Poblado La Marginal, el Diseño Hidráulico de un sistema de abastecimiento de agua potable?	Objetivo General	El diseño del sistema de abastecimiento de agua potable en El Centro Poblado de La Marginal mejorara las condiciones de vida de los pobladores, tales como la salud, alimentación, educación y economía, con el servicio del agua potable.	Variable	Está compuesto por la población futura en El Centro Poblado de La Marginal.	Diseño de la investigación
	Realizar el diseño hidráulico de un sistema de Abastecimiento de agua potable para mejorar la calidad de vida de los pobladores en El Centro Poblado de La Marginal del distrito de Cuñumbuqui, provincia de Lamas.		Diseño Hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable.		Aplicativo
			Mejorar la calidad de vida de los pobladores en El Centro Poblado de La Marginal.		
	Objetivos Específicos		Indicadores		
	Identificar la fuente principal para abastecimiento de agua a la población.		Topografía del terreno.	Está compuesto por la dotación diaria para los habitantes en El Centro Poblado de La Marginal.	Tipo de investigación
	Realizar los estudios de cantidad y calidad del agua, correspondientes para su debido tratamiento y potabilizando para el consumo humano.		La fuente de abastecimiento.		Descriptiva-explicativa-Cuantitativa
	Realizar los estudios de suelo necesarios y correspondientes para conocer la calidad del suelo predominante en la zona donde se realizará el proyecto de abastecimiento de agua potable.		Población futura		
	Realizar estudios topográficos necesarios en la zona, para determinar la configuración y cotas del terreno, así como, la posición sobre la superficie de la tierra para conocer la pendiente de diseño y el camino más favorable para los diferentes tramos de la infraestructura.		Calidad de vida de la población		
	Realizar estudios hidrológicos, para determinar la capacidad de alimentación de la fuente de abastecimiento y el caudal de diseño para la construcción de la obra de captación y almacenamiento, línea de conducción.		La calidad del agua.		
	Conocer la cantidad de población beneficiaria que viven en la zona y determinar la dotación necesaria por vivienda.		La cantidad de agua.		

ANEXO 2: Panel Fotográfico



Fotografía 1. Entrada Boulevard al Centro Poblado de La Marginal.



Fotografía 2. Centro Poblado La Marginal-Agencia Municipal La Marginal.



Fotografía 3. Colegio en el Centro Poblado La Marginal.



Fotografía 4. Cancha de Fútbol Natural en el Centro Poblado La Marginal.



Fotografía 5. Ingreso al Camino Trocha hacia el punto de la Captación.



Fotografía 6. Línea de conducción existente, en malas condiciones.



Fotografía 7. Llegada al punto de captación donde se realizó el Aforo.



Fotografía 8. Estructura de captación que se aprovecha para el diseño.



Fotografía 9. Captación con el Barraje fijo para el cálculo del caudal estimado.



Fotografía 10. Cálculo del Aforo de la fuente en el punto dela Captación.

ANEXO 3: Padrón de Beneficiarios

PADRON DE BENEFICIARIOS

DEPARTAMENTO: SAN MARTIN

PROVINCIA: LAMAS

DISTRITO: CUÑUMBUQUI

LOCALIDAD: LA MARGINAL

N°	UBICACIÓN DEL LOTE	DATOS DEL TITULAR DEL LOTE			DNI	N° HAB.	TIPO DE PREDIO	MED./A MPL	FIRMA
		AP. PATERNO	AP. MATERNO	NOMBRES					
1	LT N°	Muñoz	Muñoz	Olga	10071805	5	V	A	
2	LT N°	Muñoz	Gonzales	Linda H.	01080375	4	V	A	
3	LT N°	Muñoz	Muñoz	Hector	27949766	4	V	A	
4	LT N°	Muñoz	Rabonal	F. Brian	43769828	6	V	A	
5	LT N°	Muñoz	Muñoz	Clemencia	01079605	4	V	A	
6	LT N°	Muñoz	Muñoz	America	33674169	3	V	A	
7	LT N°	Muñoz	Lechos	Harly D.	45436125	4	V	A	
8	LT N°	Muñoz	Lechos	Linda H.	71008323	4	V	A	
9	LT N°	Pashanosi	Solas	Paulino	01129772	5	V	A	
10	LT N°	Pashanosi	Sanguino	Raul	40034184	6	V	A	
11	LT N°	Pashanosi	Solas	Arnoldo	01129680	5	V	A	
12	LT N°	Pashanosi	Pashanosi	Linder	01161024	5	V	A	
13	LT N°	Pashanosi	Pashanosi	Morinich	41060342	6	V	A	
14	LT N°	Pashanosi	Sinacahua	Milberto	40310121	4	V	A	
15	LT N°	Pashanosi	Solas	Hildefonso	01129678	4	V	A	
16	LT N°	Ciezo	Estela	Armandina	01156513	5	V	A	
17	LT N°	Castro	Saavedra	Cesar	00952736	5	V	A	
18	LT N°	Venegas	Quiriones	S. Rosalia	46380014	6	V	A	
19	LT N°	Muñoz	Loja	Miguel	00954617	4	V	A	
20	LT N°	Teodoro	Lozano	Perez	01077399	4	V	A	
21	LT N°	Quemiston	Isuizo	Amesiden	7234015	5	V	A	
22	LT N°	Pashanosi	Sinacahua	Rodini	01129730	6	V	A	
23	LT N°	Pashanosi	Sinacahua	Luci	45198507	4	V	A	
24	LT N°	Sinacahua	Isuizo	Jeuster	43748662	4	V	A	
25	LT N°	Pashanosi	Tuenema	Alvaro	48405650	5	V	A	



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CUÑUMBUKÚ

Carlos Cein Sánchez López
 ALCALDE



Graciel Torres Veto
 JUEZ DE PAZ
 DISTRITO DE CUÑUMBUKÚ

PADRON DE BENEFICIARIOS

DEPARTAMENTO SAN MARTIN
 PROVINCIA LAMAS
 DISTRITO CUMBUQUI
 LOCALIDAD LA MARGINAL

N°	UBICACION DEL LOTE	DATOS DEL TITULAR DEL LOTE			DNI	N° HAB.	TIPO DE PREDIO	MEJ/AMPL	FIRMA
		AP. PATERNO	AP. MATERNO	NOMBRES					
1	LT N°	Contreras	Silva	Mario	35589222	4	V	A	
2	LT N°	Isuiza	Stuvia	Leonar	00916168	8	V	A	
3	LT N°	Salas	Guerra	Unin	46126286	8	V	A	
4	LT N°	Pashanesh	Simerahua	Bulfer	43357737	5	V	A	
5	LT N°	Perez	Guerra	Daniel L.	43439789	8	V	A	
6	LT N°	Pashanesh	Pashanesh	Reyner	01129725	8	V	A	
7	LT N°	Amosifuen	Isuiza	Ruben	00915931	8	V	A	
8	LT N°	Santesteban	Sudepe	Genaro	17626105	5	V	A	
9	LT N°	Pashanesh	Pashanesh	Misael	01129722	8	V	A	
10	LT N°	Brigen	Diaz	Victor	42297091	5	V	A	
11	LT N°	Venegas	Quinones	Reynal J.	77095459	5	V	A	
12	LT N°	Pashanesh	Pashanesh	Rosillo	40325383	8	V	A	
13	LT N°	Dolgado	Cubas	Matilda R.	00870100	5	V	A	
14	LT N°	Zorah	Diaz	Osvaldo	00907234	5	V	A	
15	LT N°	Ramirez	Hago	Nathan	00864788	8	V	A	
16	LT N°	Pashanesh	Simerahua	Rigoberto	40750012	8	V	A	
17	LT N°	Pashanesh	Isuiza	Ruler	45418240	4	V	A	
18	LT N°	Leonar	Pizango	Augusto	42477788	4	V	A	
19	LT N°	Pashanesh	Pashanesh	Glauco	00950117	8	V	A	
20	LT N°	Pashanesh	Pashanesh	Delacuer	00914094	4	V	A	
21	LT N°	Guzman	Lojo	Sernes	01130679	5	V	A	
22	LT N°	Quinones	Contreras	Ester	00950119	5	V	A	
23	LT N°	Pizango	Schaya	Emil	00930542	5	V	A	
24	LT N°	Prado	Suxu	Carmela	01134825	8	V	A	
25	LT N°	Dolgado	Cubas	Maria C.	27253452	5	V	A	



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CUMBUQUE

Carlos Cain Sánchez López
 ALCALDE



Grader Torres Vela
 JUEZ DE PAZ
 DISTRITO DE CUMBUQUE

PADRON DE BENEFICIARIOS

DEPARTAMENTO: SAN MARTIN
 PROVINCIA: LAMAS
 DISTRITO: CUFUMBUQUI
 LOCALIDAD: LA MARGINAL

N°	UBICACIÓN DEL LOTE	DATOS DEL TITULAR DEL LOTE			DNI	N° HAB.	TIPO DE PREDIO	MEJ/A MPL	FIRMA
		AP. PATERNO	AP. MATERNO	NOMBRES					
1	LT N°	Isuiza	Tuonema	Elisaveth	42555427	5	V	A	<i>[Signature]</i>
2	LT N°	Sinacawa	Isuiza	Rosa	47106351	5	V	A	<i>[Signature]</i>
3	LT N°	Pashonasi	Isuiza	Adler	48062972	5	V	A	<i>[Signature]</i>
4	LT N°	Isuiza	Amesden	Cheriliti	73618015	4	V	A	<i>[Signature]</i>
5	LT N°	Tuonema	Shuñi	Pierdo	44582792	5	V	A	<i>[Signature]</i>
6	LT N°	Pashonasi	Isuiza	Dani	46350643	5	V	A	<i>[Signature]</i>
7	LT N°	Isuiza	Sinacawa	Norith	00950118	6	V	A	<i>[Signature]</i>
8	LT N°	Pashonasi	Solas	Maria A.	01129768	5	V	A	<i>[Signature]</i>
9	LT N°	Angelo	Len	Angelmir	00952733	4	V	A	<i>[Signature]</i>
10	LT N°	Pashonasi	Pashonasi	Tereza	42702319	4	V	A	<i>[Signature]</i>
11	LT N°	Aylos	Palacios	Parg	45335183	7	V	A	<i>[Signature]</i>
12	LT N°	Ruiza	Pashonasi	Brayan	73761009	6	V	A	<i>[Signature]</i>
13	LT N°	Quintos	Coronado	Cristian	46374181	8	V	A	<i>[Signature]</i>
14	LT N°	Suarez	Contreras	Mehemios	43812369	5	V	A	<i>[Signature]</i>
15	LT N°	Mari	Amesden	Petricio	44405591	7	V	A	<i>[Signature]</i>
16	LT N°	Ramiro	Mortimer	Rigud	76240372	6	V	A	<i>[Signature]</i>
17	LT N°	Pashonasi	Sinacawa	Milaidith	46632608	7	V	A	<i>[Signature]</i>
18	LT N°	Pashonasi	Pashonasi	Milano	01129746	6	V	A	<i>[Signature]</i>
19	LT N°	Venegas	Quinones	Reyna J.	77095459	5	V	A	<i>[Signature]</i>
20	LT N°	Romero	Sandoval	Marisol	01120493	2	V	A	<i>[Signature]</i>
21	LT N°	Bacerra	Espinosa	Aida	44086156	8	V	A	<i>[Signature]</i>
22	LT N°	Satalaya	Amepa	Edith	47941651	5	V	A	<i>[Signature]</i>
23	LT N°	Pashonasi	Shuñi	Cheri	47159469	6	V	A	<i>[Signature]</i>
24	LT N°	Chavez	Suarez	Saldaña	01126860	8	V	A	<i>[Signature]</i>
25	LT N°	Contreras	Pierdo	Yobany	40029672	5	V	A	<i>[Signature]</i>



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CUFUMBUCUI
[Signature]
 Carlos Fein Sánchez López
 ALCALDE

[Signature]
 Grader Torres Vela
 JUEZ DE PAZ
 DISTRITO DE CUFUMBUCUI

PADRON DE BENEFICIARIOS

DEPARTAMENTO: SAN MARTIN

PROVINCIA: LAMAS

DISTRITO: CUMBUQUCHI

LOCALIDAD: LA MARGINAL

N°	UBICACION DEL LOTE	DATOS DEL TITULAR DEL LOTE			DNI	N° HMD	TIPO DE PRECIO	MEJ./A MPL	FIRMA
		AP. PATERNO	AP. MATERNO	NOMBRES					
1	LT N°	Gonzales	Ciezo	Karina	45930455	5	V	A	
2	LT N°	Mozembite	Solas	Gisela	70163469	6	V	A	
3	LT N°	Baldino	Limero	Idalia	45671719	5	V	A	
4	LT N°	Pashonasi	Romero	Gautier	42333493	4	V	A	
5	LT N°	Pashonasi	Pashonasi	Carlos	01129726	4	V	A	
6	LT N°	Amosifuen	Pashonasi	Rusber	43938311	8	V	A	
7	LT N°	Amosifuen	Pashonasi	Reinoi	47026199	5	V	A	
8	LT N°	Amosifuen	Pashonasi	Egner	46201409	5	V	A	
9	LT N°	Pashonasi	Romero	Ridber	43024203	4	V	A	
10	LT N°	Contreras	Prado	Milton J.	42193394	5	V	A	
11	LT N°	Pashonasi	Romero	Winston	42390238	8	V	A	
12	LT N°	Cumapa	Isuiza	Leisith	46736960	4	V	A	
13	LT N°	Jin tete	vega	Pajas	33585797	4	V	A	
14	LT N°	Castro	Soavella	Alfonso	00952688	5	V	A	
15	LT N°	Vega	Sandoval	Sim pol	47872872	5	V	A	
16	LT N°	Aylas	Palacios	Ronal	42473789	5	V	A	
17	LT N°	Suarez	Contreras	Flore N.	73629405	4	V	A	
18	LT N°	Sineralwa	Isuiza	Estelino	48621653	5	V	A	
19	LT N°	Pashonasi	Isuiza	Blasith	4566981	6	V	A	
20	LT N°	Manchi	Romero	Marilyn	46426692	4	V	A	
21	LT N°	Sineralwa	Isuiza	Monica	46457166	4	V	A	
22	LT N°	Emerson	Pashonasi	Isuiza	77507454	5	V	A	
23	LT N°	Solas	Sineralwa	Leisith	72212348	6	V	A	
24	LT N°	Sineralwa	Pashonasi	Rosa	76618680	6	V	A	
25	LT N°	Isuiza	Amosifuen	Leisith	00913141	4	V	A	



MUNICIPALIDAD DISTRITO DE CUMBUQUCHI

 Carlos Cein Sánchez López
 ALCALDE

Grader Torres Vela
 JUEZ DE PAZ
 DISTRITO DE CUMBUQUCHI

PADRON DE BENEFICIARIOS

DEPARTAMENTO SAN MARTIN

PROVINCIA LAMAS

DISTRITO CUÑAMBUQUI

LOCALIDAD LA MARGINAL

N°	UBICACIÓN DEL LOTE	DATOS DEL TITULAR DEL LOTE			DNI	N° HAB	TIPO DE PREDIO	MEJ/A MPL	FIRMA
		AP. PATERNO	AP. MATERNO	NOMBRES					
1	LT N°	Churque Acuña	Nau		01156349	4	V	A	
2	LT N°	Pashanasi Sinarahua	Edilberto		01129607	8	V	A	
3	LT N°	Venegas Quisones	Segundo G.		42770629	5	Vi	A	
4	LT N°	Churque Perez	Segundo N.		42223881	8	V	A	
5	LT N°	Ishuiza Pashanasi	Juanito		00316007	5	V	A	
6	LT N°	Rios Romero	Jamelin		43560483	4	V	A	
7	LT N°	Pashanasi Sinarahua	Segundo		42046571	8	V	A	
8	LT N°	Venegas Quisones	Blanca H.		42171887	5	V	A	
9	LT N°	Pashanasi Tapulima	Americo		00950101	5	V	A	
10	LT N°	Delgado Cubos	Roger		27253575	8	V	A	
11	LT N°	Chinchay Romero	Guillermo		01067823	4	V	A	
12	LT N°	Arias Coronel	Ydalez		01149434	5	V	A	
13	LT N°	Alegria Vela	Edil		00915676	4	V	A	
14	LT N°	Chinchay Perez	Amedeo		01066338	5	V	A	
15	LT N°	Quintos Contreras	Carlos		00110508	4	V	A	
16	LT N°	Diaz Montenegro	Matias		16798329	5	V	A	
17	LT N°	Pashanasi Sinarahua	Gelmer		40310188	4	V	A	
18	LT N°	Mozambite Amosifuen	Augusto		01112527	5	V	A	
19	LT N°	Pashanasi Isuza	Dinger		43722206	5	V	A	
20	LT N°	Pashanasi Pashanasi	Jaime		00915841	8	V	A	
21	LT N°	Venegas Quisones	Juan G.		40830032	8	V	A	
22	LT N°	Huamani Palma	Pepe		40322766	5	V	A	
23	LT N°	Suarez Barrantes	Edilberto		27983766	8	V	A	
24	LT N°	Suarez Contreras	Flas N.		43029405	8	V	A	
25	LT N°	Churque Ponce	Jose Luis		45207865	5	V	A	



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CUÑAMBUQUI

 Carlos Cein Sánchez López
 ALCALDE

Groder Torres Vela
 JUEZ DE PAZ
 DISTRITO DE CUÑAMBUQUI

PADRON DE BENEFICIARIOS

DEPARTAMENTO SAN MARTIN

PROVINCIA LAMAS

DISTRITO CURIMBUCCI

LOCALIDAD LA MARGINAL

N°	UBICACIÓN DEL LOTE	DATOS DEL TITULAR DEL LOTE			DNI	N° HAB.	TIPO DE PREDIO	MEJ/A MFL	FIRMA
		AP. PATERNO	AP. MATERNO	NOMBRES					
1	LT N°	Pashaneri	Jsuiza	Dorlin	46824782	7	V	A	Pashaneri
2	LT N°	Bosquez	Jsuiza	Susan M.	47404302	8	V	A	Bosquez
3	LT N°	Perez	Sotolaya	Simeth	44086143	7	V	A	Perez
4	LT N°	Pashaneri	Tucuma	Salvia	75451433	6	V	A	Pashaneri
5	LT N°	Jsuiza	Glauria	Katerine	43249454	8	V	A	Jsuiza
6	LT N°	Solas	Jsuiza	Asucena	01100639	7	V	A	Solas
7	LT N°	Amosifuen	Pashaneri	Rodulfo	00916084	6	V	A	Amosifuen
8	LT N°	Sotolaya	Chuyabelli	Arceli	27014138	6	V	A	Sotolaya
9	LT N°	Guzman	Chavez	Sorli	21008332	8	V	A	Guzman
10	LT N°	Perez	Sanchez	Rosa	01035180	7	V	A	Perez
11	LT N°	Perez	Tongay	Hercia	48359575	5	V	A	Perez
12	LT N°	Solas	Ismael	Julia	41280348	7	V	A	Solas
13	LT N°	Alugria	Vela	Edil	00915676	6	V	A	Alugria
14	LT N°	Chinchay	Perez	Amedeo	01066338	6	V	A	Chinchay
15	LT N°	Mendoza	Cerna	Rufad	01153190	6	V	A	Mendoza
16	LT N°	Sanchez	Aluiter	Angelica	01158159	7	V	A	Sanchez
17	LT N°	Mendoza	Sanchez	Jorge L.	43433441	8	V	A	Mendoza
18	LT N°	Hidalgo	Sanchez	Rosito	70993597	8	V	A	Hidalgo
19	LT N°	Local comunal				1	V	A	
20	LT N°	Local iglesia catolica				1	V	A	
21	LT N°	Sardin 072				1	V	A	
22	LT N°	Escuela 0003				1	V	A	
23	LT N°	local club de madres				1	V	A	
24	LT N°								
25	LT N°								



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CURIMBUCCI

 Carlos Cein Sanchez Lopez
 ALCALDE

Groder Torres Vela
 JUEZ DE PAZ
 DISTRITO DE CURIMBUCCI

ANEXO 4: Datos Censales y Tasa de crecimiento del distrito de Cuñumbuqui (1993-2007)

Compendio Estadístico San Martín 2016

3.3 SAN MARTÍN: POBLACIÓN CENSADA, POR AÑO CENSAL, SEGÚN PROVINCIA Y DISTRITO,
1972, 1981, 1993 Y 2007

Provincia / Distrito	1972	1981	1993	2007
Total	224 427	319 751	552 387	728 808
Moyobamba	20 759	36 285	69 943	115 389
Moyobamba	12 228	21 112	38 880	65 048
Calzada	1 476	2 039	3 418	4 045
Habana	606	1 054	1 259	1 726
Jepelacio	2 864	4 596	13 568	18 471
Soritor	2 949	6 388	10 959	23 320
Yantalo	636	1 096	1 859	2 779
Bellavista	14 889	18 851	34 414	49 293
Bellavista ₁	4 822	6 451	13 583	14 238
Alto Biavo ₁	2 341	2 585	3 839	5 917
Bajo Biavo ₄	2 169	2 544	3 611	11 780
Huallaga ₁	1 933	2 349	2 190	2 803
San Pablo ₁	1 898	2 856	8 108	8 919
San Rafael ₁	1 726	2 066	3 083	5 636
El Dorado	15 515	17 782	23 409	33 638
San José de Sisa ₂	8 312	9 766	13 143	13 220
Agua Blanca ₂	2 113	2 130	2 588	2 552
San Martín ₂	1 886	2 408	4 225	9 318
Santa Rosa ₂	2 193	2 337	1 800	5 934
Shatoja ₂	1 011	1 141	1 653	2 614
Huallaga	14 047	15 361	22 236	24 448
Saposoa	7 789	8 314	12 314	11 982
Alto Saposoa	1 227	1 243	1 792	2 643
El Eslabón	1 295	1 298	1 500	2 804
Piscoyacu	1 360	1 647	2 880	3 531
Sacanche	1 487	1 968	2 840	2 724
Tingo de Saposoa	889	891	910	764
Lamas	42 845	46 604	67 253	79 075
Lamas	12 173	11 206	13 651	13 173
Alonso de Alvarado	1 255	3 183	8 654	14 883
Barranquita	2 812	3 803	5 352	5 285
Caynarachi	4 269	5 024	7 442	7 775
Cuñumbuque	3 056	3 164	3 856	4 461
Pinto Recodo	1 762	1 811	6 794	9 301
Rumisapa	2 742	2 614	2 542	2 561
San Roque de Cumbaza	1 032	1 058	1 524	782
Shanao	1 816	1 903	1 263	2 492
Tabalosos	8 266	8 612	11 086	12 645
Zapatero	3 662	4 226	5 089	4 991
Mariscal Cáceres	20 190	24 625	49 798	50 884
Juanjui	9 333	12 007	27 335	27 151
Campanilla	3 861	4 204	8 499	8 028
Huicungo	2 983	3 722	5 677	6 219
Pachiza	2 148	2 607	4 567	4 367
Pajarillo	1 865	2 085	3 720	5 119

Continúa...

Fuente: Compendio estadístico San Martín 2016, pg. 69. Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI).

Compendio Estadístico San Martín 2016

3.5 SAN MARTÍN: TASA DE CRECIMIENTO DE LA POBLACION CENSADA, SEGÚN PROVINCIA Y DISTRITO, 1972, 1981, 1993 Y 2007

Provincia / Distrito	Tasa de Crecimiento Promedio Anual (%)		
	1972-1981	1981-1993	1993-2007
Total	4,0	4,7	2,0
Moyobamba	6,4	5,6	3,6
Moyobamba	6,3	5,2	3,7
Calzada	3,7	4,4	1,2
Habana	6,3	1,5	2,3
Jepelacio	5,4	9,4	2,2
Soritor	9,0	4,6	5,5
Yantalo	6,2	4,5	2,9
Bellavista	-	-	2,6
Bellavista ₁₁	3,3	6,4	0,3
Alto Biav ₀₁₁	1,1	3,4	3,1
Bajo Biav ₀₁₄	1,8	3,0	8,8
Huallaga ₁₁	2,2	-0,6	1,8
San Pablo ₁₁	4,6	9,1	0,7
San Rafael ₁₁	2,0	3,4	4,4
El Dorado	-	-	2,6
San José de Sisa ₁₂	1,8	2,5	0,0
Agua Blanca ₁₂	0,1	1,6	-0,1
San Martín ₁₂	2,8	4,8	5,8
Santa Rosa ₁₂	0,7	-2,2	8,9
Shatoja ₁₂	1,4	3,1	3,3
Huallaga	1,9	-2,9	0,7
Saposo	0,7	3,3	-0,2
Alto Saposo	0,1	3,1	2,8
El Eslabón	0,0	1,2	4,6
Piscocoyacu	2,2	4,8	1,5
Sacanche	3,2	3,1	-0,3
Tingo de Saposo	0,0	0,2	-1,2
Lamas	1,1	0,4	1,2
Lamas	-0,9	1,7	-0,3
Alonso de Alvarado	10,9	8,7	3,9
Barranquita	3,4	2,9	-0,1
Caynarachi	1,8	3,3	0,3
Cuñumbuque	0,4	1,7	1,0
Pinto recodo	0,3	11,6	2,3
Rumisapa	-0,5	-0,2	0,1
San Roque de Cumbaza	0,3	3,1	-0,1
Shanao	0,5	-3,4	5,0
Tabalosos	0,5	2,1	0,9
Zapatero	1,6	1,6	-0,1
Mariscal Cáceres	4,5	-0,7	0,2
Juanjui	2,8	7,1	0,0
Campanilla	1,0	6,0	-0,4
Huicungo	2,5	3,6	0,7
Pachiza	2,2	4,8	-0,3
Pajarillo	1,2	4,9	2,3

Continua...

ANEXO 5: Criterio de selección del Tratamiento de Agua

CALIDAD DEL AGUA (DS N° 002-2008-MINAM)	TURBIDEZ (UNT)	TRATAMIENTO
A1	-	Desinfección
A2*	<25 UNT	Filtro Lento Arena+ Desinfección
	<50 UNT	Prefiltro de grava de flujo descendente o sedimentador+ Filtro Lento Arena+ Desinfección
	<100 UNT	Sedimentador+ Prefiltro de grava de flujo descendente+ Filtro Lento Arena+ Desinfección
A3	-	Tratamiento completo y avanzado que requiere estudio especial

*Referido a las aguas del tipo A2 que contienen material particulado relativamente grueso que permite su remoción por mecanismos físicos y biológicos.

Fuente: Norma; “Guía de opciones tecnológicas para sistemas de abastecimiento de agua para consumo humano y saneamiento en el ámbito rural”, pg. 76.

ANEXO 6: Características Granulométricas de Arena y Grava

Forma del grano	f	p
Redondeado	0.9	0.38
Alargado	0.85	0.39
Angular	0.75	0.43
Triturado	0.65	0.48
Arena promedio	0.75	0.4

C.U.	u	Cuando se trabaje con valores de C.U. intermedios se debera interpolar
1	1	
2	1.6	
3	1.93	

Temperatura	Densidad	Viscosidad Dinámica
°C	Kg/m3	gr/cm*seg
1	999.87	0.01728
2	999.97	0.01671
3	999.985	0.01618
4	1000	0.01567
5	999.985	0.01519
6	999.97	0.01472
7	999.925	0.01428
8	999.88	0.01386
9	999.805	0.01346
10	999.73	0.01307
11	999.625	0.01271
12	999.52	0.01235
13	999.395	0.01202
14	999.27	0.01169
15	999.12	0.01139
16	998.97	0.01109
17	998.795	0.01081
18	998.62	0.01053
19	997.4	0.01027
20	997.07	0.01002
21	996.72	0.00978
22	996.35	0.00954
23	995.96	0.00932
24	995.55	0.00911
25	995.12	0.0089
26	994.67	0.0087
27	994.2	0.00851
28	993.71	0.00833
29	993.2	0.00815

Velocidad de sedimentación	Diametro de partículas
(m/s)	(mm)
0.00015	0.01
0.0006	0.02
0.0013	0.03
0.002	0.04
0.003	0.05
0.004	0.06
0.006	0.08
0.008	0.1
0.015	0.15
0.021	0.2
0.032	0.3
0.042	0.4
0.053	0.5
0.064	0.6
0.083	0.8
0.1	1
1	10

AREA (m2)	DIAMETRO (")
0.000126677	0.5
0.000285023	0.75
0.000506707	1
0.00079173	1.25
0.001140092	1.5
0.00202683	2

30	992.67	0.00798				
VELOCIDAD	DIAMETROS (pulgadas)					
	TERCERO		SEGUNDO		PRIMERO	
m/hr	1/4	3/4	3/4	1	1	1 1/2
0.1	1	1.4	0.7	0.9	0.4	0.8
0.2	0.7	1	0.6	0.8	0.3	0.7
0.3	0.65	0.95	0.5	0.75	0.275	0.65
0.4	0.6	0.9	0.4	0.7	0.25	0.6
0.5	0.575	0.875	0.375	0.675	0.225	0.575
0.6	0.55	0.85	0.35	0.65	0.2	0.55
0.7	0.525	0.825	0.325	0.625	0.175	0.525
0.8	0.5	0.8	0.3	0.6	0.15	0.5
0.9	0.5	0.8	0.3	0.6	0.15	0.5
1	0.5	0.8	0.3	0.6	0.15	0.5
1.1	0.5	0.8	0.3	0.6	0.15	0.5
1.2	0.5	0.8	0.3	0.6	0.15	0.5
1.3	0.5	0.8	0.3	0.6	0.15	0.5
1.4	0.5	0.8	0.3	0.6	0.15	0.5
1.5	0.5	0.8	0.3	0.6	0.15	0.5

ANEXO 7: Estudio Topográfico

ESTUDIO TOPOGRÁFICO

INDICE:

- 1.0 ANTECEDENTES - GENERALIDADES**
- 2.0 INTRODUCCIÓN**
- 3.0 LOCALIZACIÓN**
- 4.0 OBJETIVO DE ESTUDIO**
- 5.0 PROPOSITO**
- 6.0 MÉTODO EMPLEADO**
- 7.0 ERRORES PROBABLES DEL METODO**
- 8.0 DESARROLLO DE TRABAJOS DE CAMPO**
- 9.0 DESARROLLO DE TRABAJOS DE GABINETE**
- 10.0 EQUIPO UTILIZADO**
- 11.0 PERSONAL**
- 12.0 PANEL FOTOGRÁFICO**
- 13.0 CUADRO DE DATA**

ESTUDIO TOPOGRÁFICO

1.0 ANTECEDENTES

Se realizó el estudio Topográfico para elaborar el proyecto de tesis, “DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA MEJORAR LA CALIDAD DE VIDA EN EL CENTRO POBLADO DE LA MARGINAL, DISTRITO DE CUÑUMBUQUI, SAN MARTIN, 2018”.

Para el desarrollo del presente Estudio, se ha planteado la ejecución de levantamientos topográficos, ejecutadas con estación total y referidas a las coordenadas UTM, así mismo la nivelación para mayor precisión se realizó con nivel topográfico la que sirvió para enlazar a los BMs monumentados y de control en toda la zona del proyecto, la toma de punto se realizó para obtener equidistancia de las curvas de nivel de acuerdo a la topografía del terreno que es recomendable cada 1m.

GENERALIDADES

El relieve del terreno donde se hizo el levantamiento topográfico es ondulado con pendientes manejables. El área levantada abarca la zona urbana que es la Localidad La Marginal, se hizo el levantamiento de las calles y lotes y de una Línea de Conducción y Aducción para el Mejoramiento del Sistema de Agua Potable y Saneamiento.

El levantamiento altimétrico del terreno para el Diseño Hidráulico del Sistema de Agua Potable, ha sido efectuado con estación total y GPS de alta precisión, con lo cual se garantiza la suficiente precisión, además para una mayor precisión se ha empleado nivel topográfico para el control de las estaciones y BMs y obtener los niveles indicados con lo que presenta el terreno.

Para el control topográfico, se han ubicado BMs que al mismo tiempo que sirvieron de Punto de arranque en la línea de conducción, en la localidad, fueron útiles para radiar las manzanas para su subsecuente lotización.

2.0 INTRODUCCIÓN

El presente estudio topográfico necesario y básico se ha realizado en cumplimiento a los términos de referencia. Los trabajos de campo fueron realizados en estrecha coordinación con el personal Técnico y Profesional de la M.D.C, los mismos que fueron realizados durante los siguientes días desde el 20 de Setiembre del 2018 hasta el 18 de octubre del 2018.

3.0 LOCALIZACIÓN

La zona de trabajo se encuentra en la Localidad de Cuñumbuqui que pertenece al Distrito de Cuñumbuqui Provincia Lamas, región San Martín, a una cota aproximada de 284 msnm., con una temperatura promedio anual de 28C°, teniendo como máximo 34C° y como mínimo 23C°, se puede decir que el área que ocupa es la de menor desarrollo relativo en comparación con la parte central y norte de la región.

4.0 OBJETO DEL ESTUDIO

El objetivo principal para la elaboración del Estudio Topográfico es determinar la altimetría y planimetría de la zona de trabajo con documentación adecuada para su futuro control, precisando una zona apropiada del trazo óptimo de una línea de conducción-aducción en el sistema de agua potable y para las redes de saneamiento, una georreferenciación de la zona urbana para la proyección precisa de la ampliación de red de agua potable.

5.0 PROPOSITO

El propósito del presente informe es de obtener el plano topográfico que defina el terreno con el estudio realizado en los planos se han dibujado las curvas de nivel que representan la topografía del terreno, a una equidistancia de 1.0m, además se presentan las coordenadas UTM. Finalmente, como resultado se elaboró los planos que se adjuntan en formato exigidos en los términos de referencia, los planos de perfil están escalas 1/100 con el fin de facilitar el trabajo de ingeniería para el diseño, y en planta se presentan a una escala 1:2000, con coordenadas y cotas.

6.0 MÉTODO EMPLEADO

El trabajo de campo se dividió en dos fases, una corresponde a una inspección visual de la zona a medir, concretando los aspectos más interesantes a medir en la zona y la otra la medición mediante estación total para obtener los puntos definitorios del terreno, adicionalmente para un control altimétrico se empleó un nivel topográfico. El instrumental empleado en los trabajos fue: Estación Total Marca GOWIN TOPCON, Modelo TKS-202, con número de serie 8A7410

Características: A=30X, $\alpha=10''$, $s=2''$, 3mm + 2ppm.

El método utilizado es por medidas de coordenadas. El empleo de este método y por características del equipo podemos considerar que de cometer errores sistemáticos estos se minimizarían debido al propio método.

Se puede estimar el error máximo que se puede cometer con este tipo de método de trabajo, con el empleo de las siguientes formulas.

7.0 ERRORES PROBABLES DEL MÉTODO

Error de puntería:
$$e_p = \frac{60''}{A} \cdot \left(1 + \frac{4A}{100}\right) = 4,4''$$

Error de lectura:
$$e_l = ap'' = 10''$$

Error de dirección:
$$e_d = \frac{e_i + e_s}{D} \cdot \gamma'' = 12,73''$$

Error de verticalidad:
$$e_v = \frac{1}{4} s'' = 0,5''$$

Error instrumental:
$$e_i = \sqrt{e_v^2 + e_l^2 + e_p^2 + e_d^2} = 16,8''$$

$$e_a = e_i \cdot \sqrt{2} = 23,74''$$

- Error en distancias:

Error en distancia:
$$e_{D_E} = \sqrt{e_j^2 + e_{EDM}^2 + e_s^2 + e_i^2} = 0,020m$$

Error en el jalón:
$$e_j = \frac{2}{3} \cdot m \cdot \frac{\beta''}{\gamma''} = 0,018m$$

$$(m = 1,5 m) \quad (\beta = 1^\circ)$$

Error EDM:
$$e_{EDM} = \sqrt{a^2 mm + \left(b \cdot \frac{D}{1000}\right)^2} \cdot 2,5 = 0,008m$$

$$(D_{\max \text{ Radiación}} = 300 m)$$

Error de estación:
$$e_s = 0,003m$$

Error de señal:
$$e_i = 0,003m$$

- Error transversal y longitudinal del punto radiado.

Error transversal:
$$e_T = \frac{e_s}{\gamma''} \cdot D = 0,011m$$

$$(D_{\max \text{ Radiación}} = 300 m)$$

Error longitudinal:
$$e_L = e_{D_E} = 0,020m$$

Error total: (el mayor de los dos)
$$e_{\text{Total}} = 0,020m$$

8.0 DESARROLLO DEL TRABAJO DE CAMPO

De las visitas efectuadas y coordinadas por los responsables de estudio de la M.D.C, y luego del programa de trabajo, se determinó realizar los trabajos de campo y gabinete con la finalidad de elaborar los planos topográficos respectivos, teniendo como plan de trabajo dos labores importantes:

- Como actividad inicial se realizó el reconocimiento del área a trabajar así recorriendo la zona urbana, para determinar hasta donde se hará el levantamiento topográfico.
- Se indicó el BM de Inicio al momento del trazo de la línea de conducción-aducción, y los que se encuentran en la dicha zona rural para la respectivo manzaneo y lotización.
- La cota y coordenadas que se inició el trabajo son los siguientes:

NORTE= 9267945.00

ESTE = 338113.00

COTA =486.75 msnm

- Efectuar el levantamiento topográfico al detalle que facilite la ubicación del trazo óptimo de la línea de conducción-aducción y el respectivo manzaneo-lotización.
- Con los puntos de nivelación establecidas, se procedió al levantamiento topográfico, partiendo de una poligonal abierta y cerrada de apoyo, a fin de poder determinar los puntos necesarios.

9.0 DESARROLLO DE LOS TRABAJOS DE GABINETE

En gabinete se hizo una evaluación de los datos registrados, tratando que los puntos no se repitan, que no estén muy cerca, o que no se hayan tomado dos lecturas para un mismo punto con la finalidad de que estas anomalías no distorsionen las curvas de nivel del plano a elaborarse. Con estas precauciones se importaron los puntos a los programas Auto CAD, CIVIL 3D, AIDC y CIVIL SURVEY, luego se procedió a elaborar el plano topográfico con curvas de nivel.

CÁLCULO DE POLIGONAL DE APOYO

Para el cálculo de la poligonal topográfica de apoyo, se han realizado una serie de pasos analíticos nombrados en los términos de referencia de la entidad reguladora, los cuales están aprobados por las Normas Técnicas Peruanas e Internacionales. A continuación, se presentan los cálculos realizados en la Localidad:

CÁLCULO DE LA POLIGONAL BASE DE APOYO

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA MARGINAL

MEDIDAS DE DISTANCIAS ELECTRONICAS DE LA POLIGONAL

PC	-	E3	160.78 m.
E3	-	E6	92.14 m.
E6	-	E8	96.79 m.
E8	-	E9	35.82 m.
E9	-	E12	166.01 m.

E12 - PC 212.55 m.

SUMA TOTAL= 764.09 m.

CÁLCULO DE LOS ANGULOS INTERNOS DE LA POLIGONAL

<	PC	93°	25′	59.″
<	E3	95°	′	5.″
<	E6	173°	24′	56.″
<	E8	160°	3′	30.″
<	E9	108°	10′	28.″
<	E12	89°	55′	2.″

SUMA TOTAL= 720.00000°

CALCULO DEL ERROR DE CIERRE ANGULAR

NUMERO DE LADOS = 6

Sabemos: $I = 180^\circ \times (N-2)$ $I = \text{Suma Real Angular}$
 $I = 180^\circ \times 4$ $I' = \text{Suma Angular de Campo}$
 $I = 720$

Siendo: $I' = 720.00000$

Tolerancia: $T_a = \frac{A}{x\sqrt{n}}$ $n = \text{Numeros de Vertices}$
 $T_a = \frac{1.″}{x\sqrt{6}}$
 $T_a = 0.00068$

$\text{INT}-(n-2)180^\circ$

ERROR DE CIERRE ANGULAR = -

COMPENSACIÓN DE LOS ÁNGULOS INTERNOS DE LA POLIGONAL

Se compensará teniendo en cuenta la suma de distancia del centro del ángulo de rotación hacia los lados de los mismos, siendo el orden de precisión y/o donde se cometerá el mayor error, el que tenga mayor distancia sumada y así consecutivamente; y se compensará de esa forma el valor del error a dicho ángulo que contenga la suma mayor:

PUNTO	Angulo Medido			Ang.Horiz.	Ca	Ang.Corregido
PC	93°	25°	59.00°	93.433056°	0	93.433056°
E3	95°	°	5.00°	95.001389°	0	95.001389°
E6	173°	24°	56.00°	173.415556°	0	173.415556°
E8	160°	3°	30.00°	160.058333°	0	160.058333°
E9	108°	10°	28.00°	108.174444°	0	108.174444°
E12	89°	55°	2.00°	89.917222°	0	89.917222°
PC						
			SUMA	720.000000°		720°

CÁLCULO DE AZIMUTS DE LOS LADOS DE LA POLIGONAL

Se compensará teniendo en cuenta la formula práctica de ángulos internos y un Azimut del lado de partida base, de donde se tiene los datos de coordenadas U.T.M. y altura absoluta, dicha fórmula es la siguiente:

Azimut de lado (AZ. K4/K2)=Azimut de inicio (AZ. K4/K2)-ángulo Hrz. + 180°

En caso que la suma pase de 360° se restará esa misma cantidad para obtener el valor en el cuadrante respectivo.

AZIMUT DE CAMPO 14° 18' 24.″

AZIMUT DEL LADO "PC -E3" = 14.30667

PUNTO	A.Corr.	Azimut		Dist.
PC	93.433°			
			14.30667	160.78
E3	95.001°			
		99.305	99.30528	92.14
E6	173.416°			
		105.89	105.8897	96.79
E8	160.058°			
		125.83	125.8314	35.82
E9	108.174°			
		-162.3	-162.343	166.01
E12	89.917°			
		-432.3	-432.26	212.55
PC				
PERIMETR				764.090

CÁLCULO DE LAS COORDENADAS PARCIALES DE LOS VÉRTICES DE LA POLIGONALY COMPENSACIÓN DE COORDENADAS PARCIALES DE LOS VÉRTICES

Se calcularán las coordenadas parciales para apreciar el error lineal cometido y realizar la compensación respectiva a las coordenadas absolutas de los vértices de la poligonal teniendo como parámetros algunos datos establecidos por los órganos encargados
(Error específicos: $E_r=2,500$)

✓ Fórmulas de cálculo de coordenadas parciales:

Este $X = \text{Dist.} (\text{Sen } Z)$
Norte $Y = \text{Dist.} (\text{Cos } Z)$

La compensación se ve de la fórmula :

$$C_x = -(E_x/P) \times l_p$$

$$C_y = (E_y/P) \times l_p$$

$P = \text{Perimetro}$
 $l_p = \text{Longitud Parcial}$

✓ Siendo:

Proyecciones				Proyecciones			
ΔN	ΔE	Correcciones		Corregidas		Coordenadas	
D*cos.A.Cor	D*Sen.Ang.Cd	CpN	CpE	ΔN	ΔE	Norte	Este
						9282955.00	336610.00
155.793727	39.730629	8E-05	0.001337	155.7938028	39.731966	9283110.79	336649.73
-14.8985519	90.927514	4E-05	0.000766	-14.8985088	90.92828	9283095.90	336740.66
-26.4998143	93.091696	5E-05	0.00805	-26.4997689	93.092501	9283069.40	336833.75
-20.9690968	29.040823	2E-05	0.000298	-20.96908	29.041121	9283048.43	336862.79
-158.189216	-50.35367	8E-05	0.001381	-158.189138	-50.352289	9282890.24	336812.44
64.7625936	-202.44335	1E-04	0.001768	64.76269313	-202.44158	9282955.00	336610.00
-0.0003579	-0.0063555						

Luego: $E_x = -0.0003579$
 $E_y = -0.00635549$

Calculo del Error Total de Cierre

$$E_t = \sqrt{(E_x)^2 + (E_y)^2}$$

$$\text{ERROR DE CIERRE LINEAL} = 0.006366$$

$$\text{ERROR RELATIVO} = \frac{1}{120035} \quad \frac{1}{60000}$$

El error relativo es menor al error especifico, por lo que se realiza la compensacion respectiva.

10.0 EQUIPO UTILIZADO

Para el trabajo topográfico de campo se usó los siguientes equipos:

Estación Total Marca GOWIN TOPCON, Modelo TKS-202, con número de serie 8A7410 con las siguientes características

1. La precisión angular es de : $\pm(2\text{mm}+2\text{ppm}\times D)$ m.s.e. fino N/A.
2. Posee una lectura mínima de : $1''/5''$ arc seg, 0.2/1 mgon
3. Posee una precisión de distancia de : $\pm(2+2\text{ppm} \times D)\text{mm}$ 2mm + 2 ppm.
4. Posee un alcance de: 1 prisma 2.000mts/3 prismas 2,700mts.
5. Tiene un enfoque minimo de: 1,3 m (4,3 pies)
6. La memoria interna permite 10 000 puntos.
7. Puede medir de forma estándar o tracking.


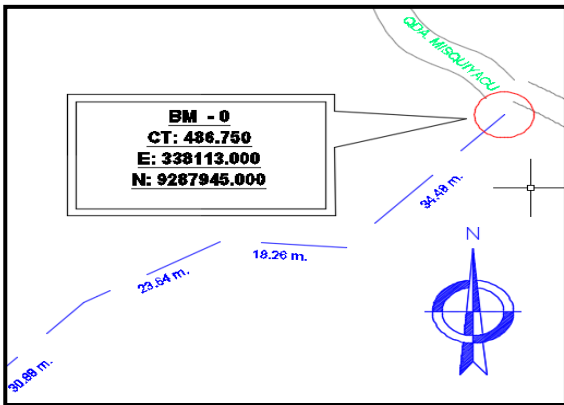
8. La batería permite trabajar durante 8 horas
9. Plomada laser.
10. Teclado con 7 teclas de funciones (softkeys).
11. Herramientas utilizadas
 - 02 Prismas
 - 01 Nivel Automático
 - 01 Estación total
 - 01 GPS Garmin
 - 01 cinta métrica de 50 metros.
 - 02 Miras Plegables de 4 metros
 - 01 Cámara fotográfica
 - 04 radios
 - Libretas Topográficas

CARACTERISTICAS Y CERTIFICADO DE CALIBRACION DE LOS EQUIPOS TOPOGRAFICOS



TÉCNICA DE LAS COORDENADAS DE PARTIDA GENERAL BM.

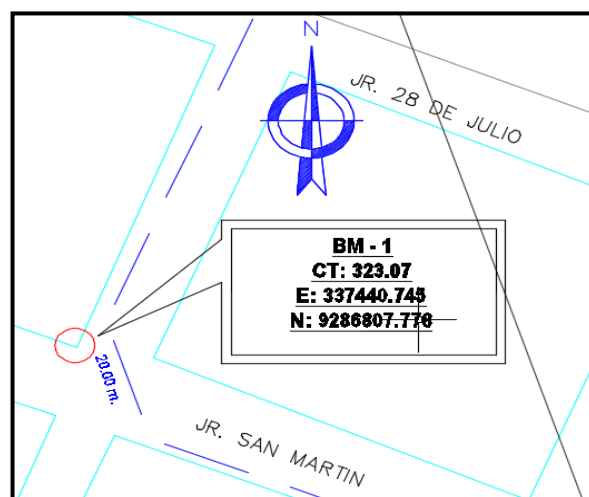
DESCRIPCIÓN DE MARCA DE ESTACIÓN FIJA DEL BM-0

DEPARTAMENTO: San Martín	CARACTERISTICA DE LA MARCA: Se puso en un ito con un clavo al medio de 4 pulgadas.	CÓDIGO: BM-0
PROVINCIA: San Martín	COORDENADAS: Norte: 9287945.00 Este: 338113.00	ALTITUD (m): 486.75
DISTRITO: Cuñumbuqui	ESTABLECIDA POR: TGS TOPOGEOS SELVA	ORDEN: 4to
UBICACION: La Marginal	FECHA: SETIEMBRE 2018	DATUM: WGS-84
CROQUIS <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;">   </div>		
DESCRIPCION: ITINERARIO El BM-0 se encuentra ubicado en reservorio proyectado. Sus coordenadas aproximadas WGS-84 son: Norte: 9287945.00 Este: 338113.00 MARCA DE ESTACION Estación Total marca GOWIN TOPCON, Modelo TKS-202, con número de serie 8A7410		
		FECHA: SETIEMBRE 2018

DESCRIPCIÓN DE MARCA DE ESTACIÓN FIJA DEL BM-1

DEPARTAMENTO: San Martín	CARACTERISTICA DE LA MARCA: Circunferencia de color blanco.	CÓDIGO: BM-1
PROVINCIA: San Martín	COORDENADAS: Norte: 9286807.778 Este: 337440.745	ALTITUD (m): 323.07
DISTRITO: Cuñumbuqui	ESTABLECIDA POR: TGS TOPOGEOS SELVA	ORDEN: 4to
UBICACION: La Marginal	FECHA: SETIEMBRE 2018	DATUM: WGS-84

CROQUIS



DESCRIPCION:

ITINERARIO

El BM-1 se encuentra ubicado en la línea de conducción cerca a la captación shilcayo.

Sus coordenadas aproximadas WGS-84 son:

Norte: 9286807.778

Este: 337440.745

MARCA DE ESTACION

Estación Total marca GOWIN TOPCON, Modelo TKS-202, con número de serie 8A7410

			FECHA: SETIEMBRE 2018
--	--	--	------------------------------------

Para el trabajo topográfico de gabinete:

Hardware:

- ✓ topconlink
- ✓ Plotter Hp 510
- ✓ Impresoras hp. Laser 1020

Software:

- ✓ Programa de cálculos topográficos en Excel.
- ✓ Programa AutoCAD y AUTOCAD LAND versión 2015 (inglés) para la delineación automática de la cartografía y clasificación para códigos de las diversas entidades geográficas.
- ✓ Programa AIDC para elaboración de perfiles longitudinales.
- ✓ Programa Microsoft WORD para la memoria descriptiva.

11.0 PERSONAL:

Los trabajos de campo se realizaron desde el 20 de setiembre del 2018 y se prolongaron hasta el 18 de octubre del 2018

El personal que integro las cuadrillas de trabajo se muestra en el siguiente cuadro.

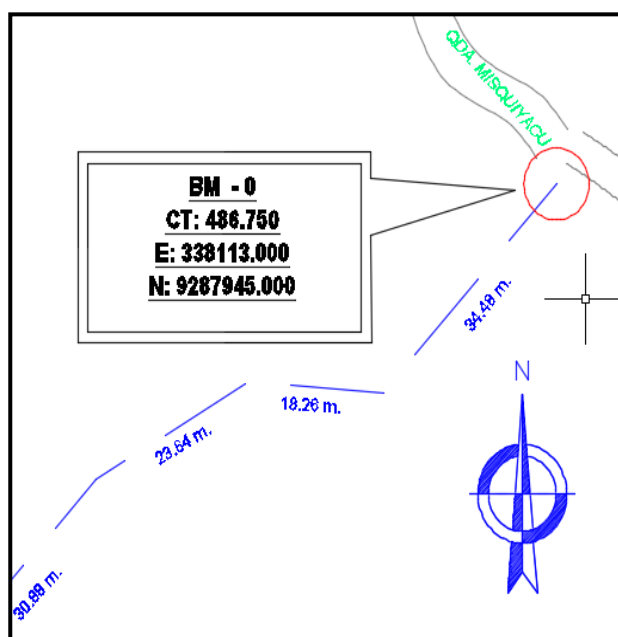
NOMBRE Y APELLIDOS	CARGO	ACTIVIDAD
Max Genner Falcon Ramirez	OPERADOR AYUDANTE DE ESTACION	Técnico en topografía toma de datos en campo
Nylam Renato Frisancho Fasanando	Tesista	Bachiller en Ingeniería Civil

12.0 PANEL FOTOGRAFICO

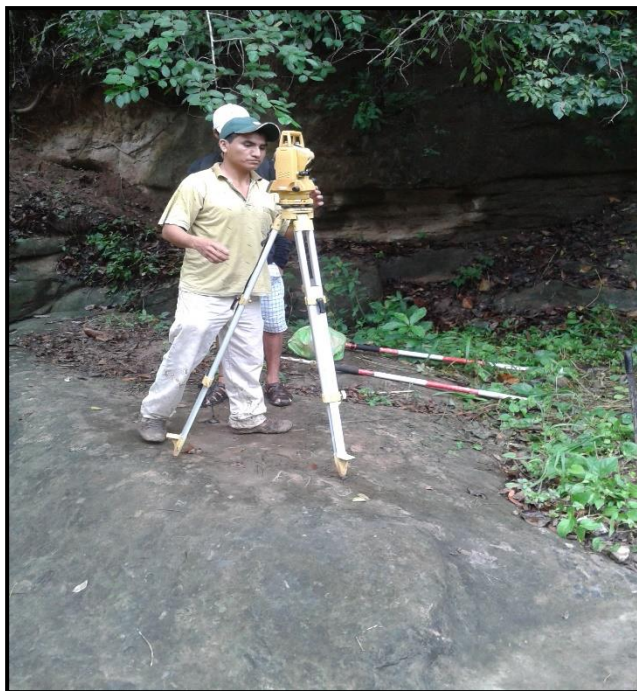
CAPTACIÓN QUEBRADA MISHQUIYACU



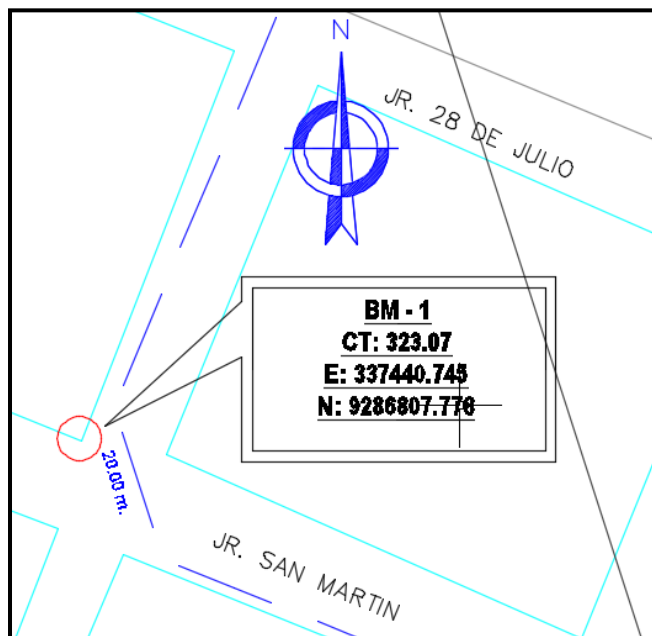
UBICACIÓN DEL BM-0 INICIO DEL TRAZO LINEA DE CONDUCCION-ADUCCION



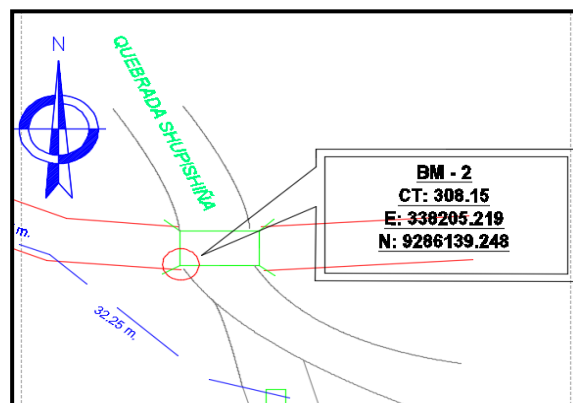
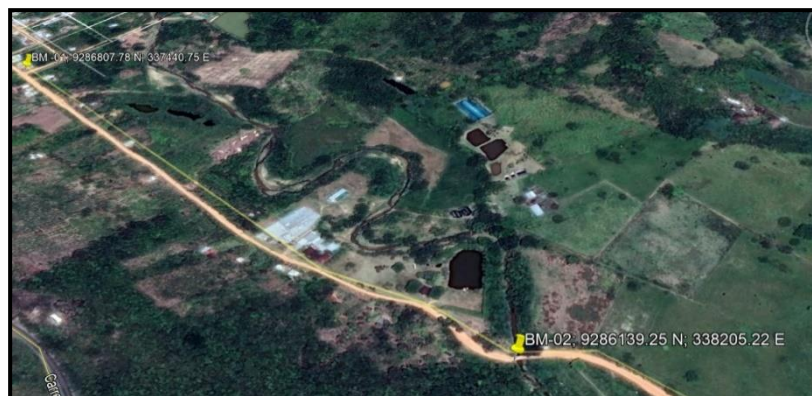
ESTACIONAMIENTO DE INICIO CON ESTACION TOTAL, VISTA DE LA TRAYECTORIA DE LA LINEA DE CONDUCCION.



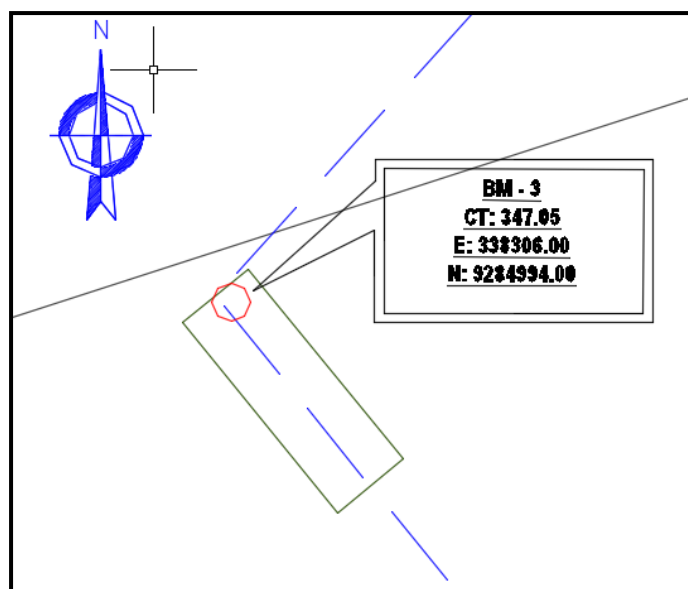
COORDENADAS BM-01



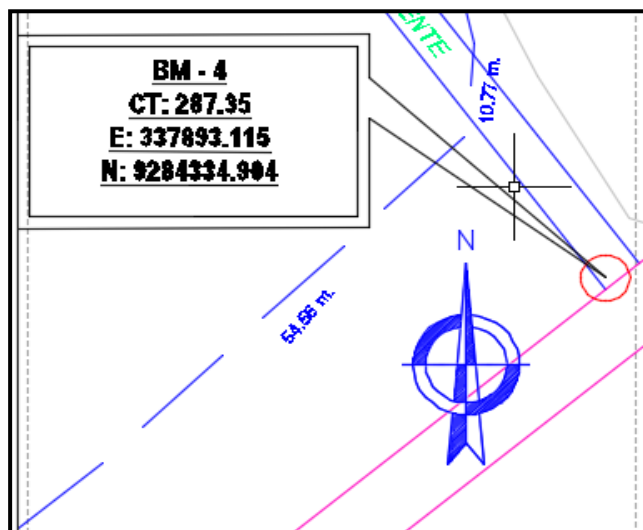
COORDENADAS BM-02



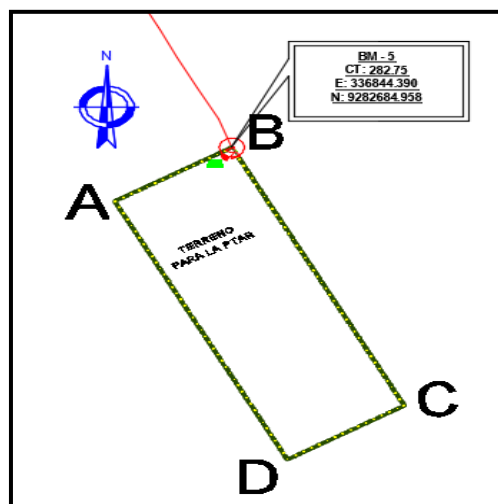
COORDENADAS BM-03



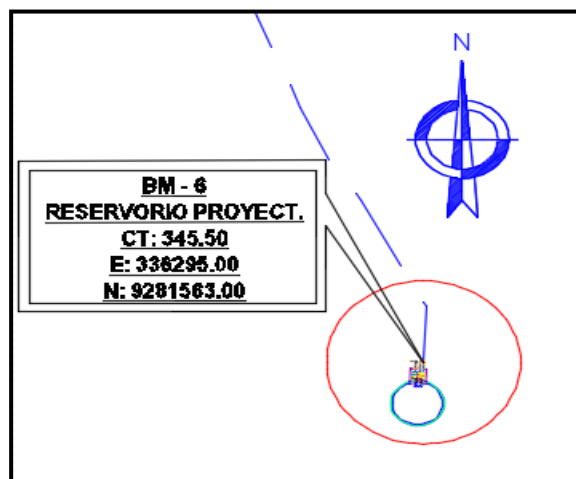
COORDENADAS BM-04



COORDENADAS BM-05



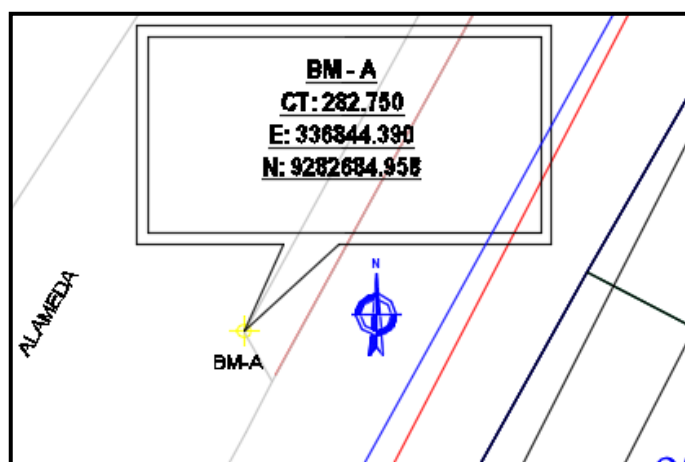
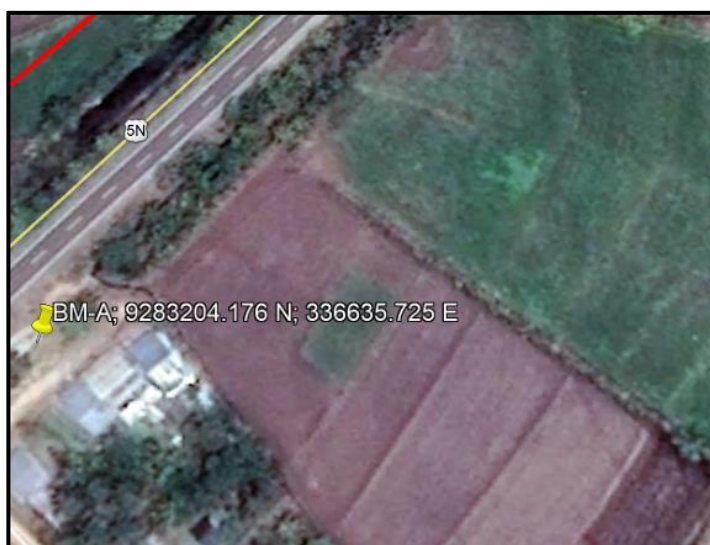
COORDENADAS BM-06



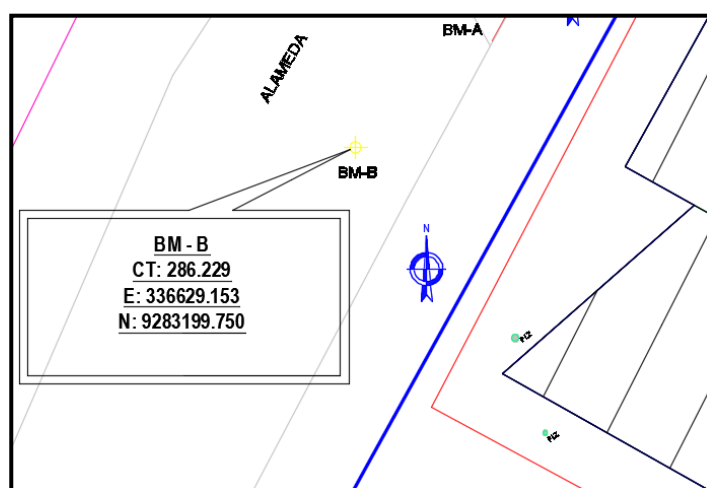
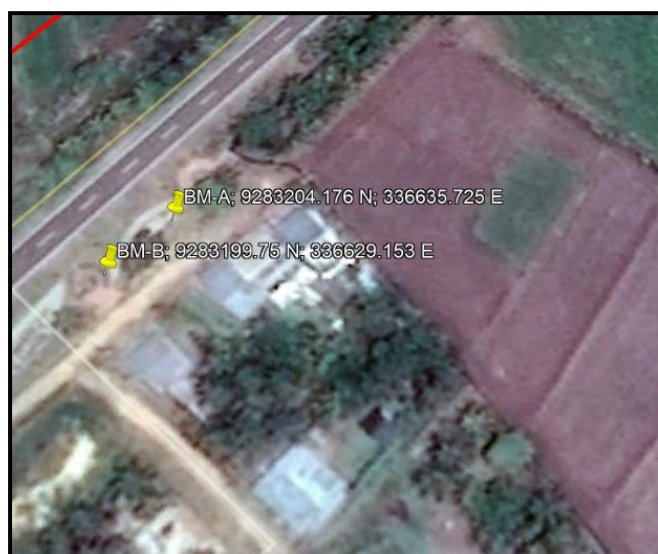
ZONA RURAL – RED DE DISTRIBUCION



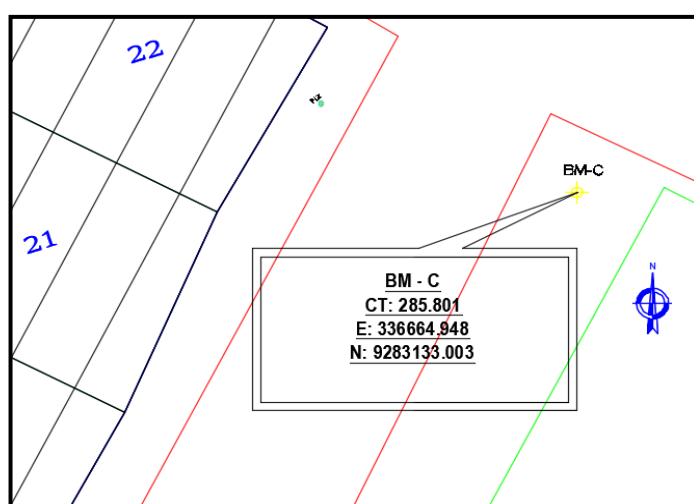
COORDENADAS BM-A



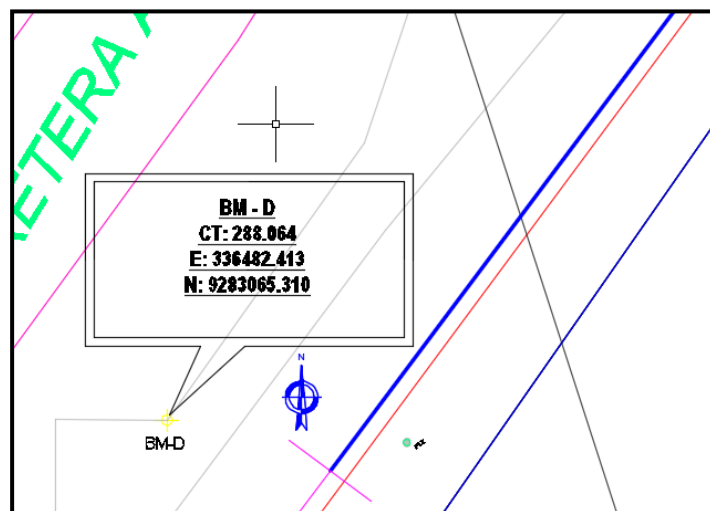
COORDENADAS BM-B



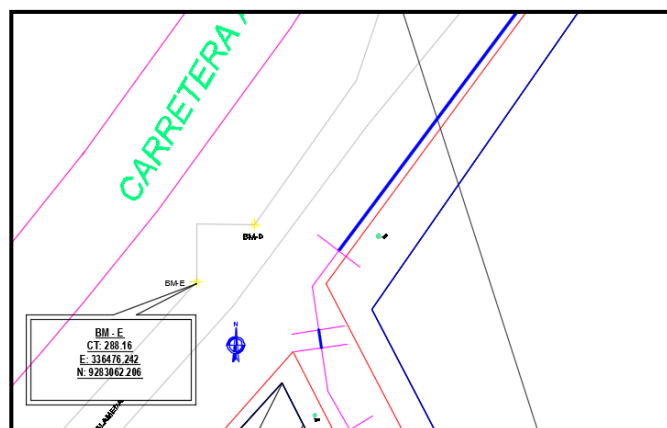
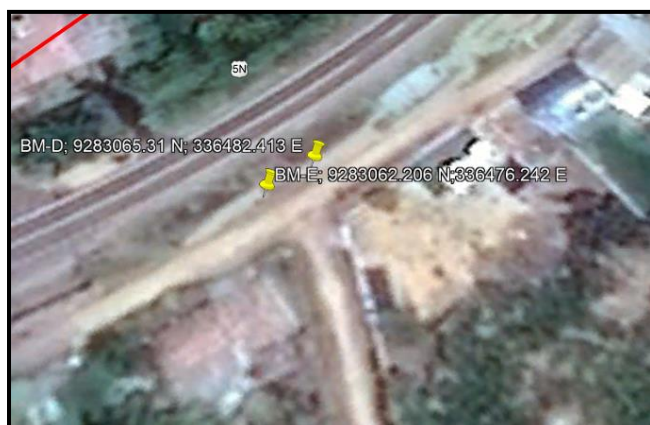
COORDENADAS B



COORDENADAS BM-D



COORDENADAS BM-E



13.0 CUADRO DE DATA

COORDENADAS DE BMS EN LA LINEA DE CONDUCCION Y EN LA LOCALIDAD DE LA MARGINAL

CUADRO DE BM'S			
NORTE	ESTE	COTA	DESCRIP
9287945.000	338113.000	486.75	BM-0
9286807.780	337440.750	323.07	BM-1
9286139.249	338205.220	308.15	BM-2
9284994.000	338306.000	347.05	BM-3
9284334.904	337893.120	287.35	BM-4
9282684.958	336844.390	282.75	BM-5
9281563.000	336295.000	345.5	BM-6
9283199.750	336629.153	286.229	BM-B
9283204.176	336635.725	286.182	BM-A
9283133.003	336664.948	285.801	BM-C
9283065.310	336482.413	288.064	BM-D
9283062.206	336476.242	288.16	BM-E

COORDENADAS DE ESTACIONES EN LA LINEA DE CONDUCCION Y EN LA LOCALIDAD DE LA MARGINAL

CUADRO DE ESTACIONES				
PUNTO	NORTE	ESTE	COTA	DESCRIP
1	9283236	336667.001	285.994	E-1
69	9283186.13	336641.006	286.122	E-2
137	9283149.92	336696.105	285.781	E-3
259	9283116.42	336769.112	284.526	E-4
282	9283058.95	336641.451	286.396	E-5
296	9283041.24	336659.276	286.19	E-6
319	9282997.37	336624.106	287.181	E-7
336	9282970.49	336570.695	288.125	E-8
367	9283019.58	336547.525	288.017	E-9
402	9283082.06	336591.388	287.126	E-10
440	9283015.55	336716.114	285.781	E-11
448	9282959.88	336687.366	286.52	E-12
524	9282877.64	336539.833	290.649	E-13
555	9282933.8	336499.741	290.483	E-14
595	9283001.65	336501.218	289.568	E-15
599	9282996.84	336473.139	288.44	E-16
600	9283029.84	336492.641	288.446	E-17
630	9283040.9	336436.208	288.082	E-18

**COORDENADAS DEL LEVANTAMIENTO DE LA LINEA DE CONDUCCION Y LA
LOCALIDAD DE LA MARGINAL LA LINEA DE CONDUCCION**

PUNTO	NORTE	ESTE	COTA	DESCRIP					
1	9283236.002	336667.001	285.994	E-1	51	9283237.325	336673.846	285.761	CANAL
2	9283233.758	336677.605	285.483	LT	52	9283250.475	336651.899	288.316	PISTA
3	9283225.365	336672.193	285.804	LT	53	9283232.573	336643.08	287.914	PISTA
4	9283223.73	336669.155	286.092	LT	54	9283206.722	336630.34	288.056	PISTA
5	9283218.213	336666.088	286.025	LT	55	9283246.882	336665.01	285.566	LNA EX
6	9283218.731	336665.094	285.985	LT	56	9283252.729	336667.158	285.486	LNA EX
7	9283215.576	336663.246	286.095	LT	57	9283236.06	336672.3	285.856	LNA EX
8	9283207.273	336658.48	285.893	LT	58	9283189.335	336646.827	286.052	LNA EX
9	9283198.186	336653.4	285.83	LT	59	9283216.803	336654.97	286.087	BRD-CALL
10	9283196.487	336656.435	285.83	LT	60	9283203.462	336647.489	286.145	BRD-CALL
11	9283234.277	336673.001	285.776	CAJA	61	9283156.444	336622.014	286.341	BRD-CALL
12	9283226.714	336669.249	285.791	CAJA	62	9283158.223	336628.035	286.137	BRD-CALL
13	9283211.265	336660.718	286.11	CAJA	63	9283181.078	336641.327	285.911	BRD-CALL
14	9283221.759	336665.245	285.916	PL	64	9283187.762	336644.904	285.94	BRD-CALL
15	9283233.453	336660.966	285.993	ALAMED	65	9283225.393	336664.69	285.701	BRD-CALL
16	9283227.887	336660.886	286.028	ALAMED	66	9283225.986	336662.323	285.831	EJE-CLLE
17	9283235.556	336660.383	285.984	ALAMED	67	9283206.178	336651.595	286.058	EJE-CLLE
18	9283237.625	336659.131	286.043	ALAMED	68	9283186.38	336641.325	286.086	EJE-CLLE
19	9283240.333	336656.953	286.183	ALAMED	69	9283186.13	336641.006	286.122	E-2
20	9283240.96	336655.289	286.169	ALAMED	70	9283189.101	336648.025	285.933	ESQ-CAS
21	9283230.793	336661.124	285.992	ALAMED	71	9283190.81	336648.592	286.086	PT-ALT
22	9283230.182	336657.09	286.139	ALAMED	72	9283188.689	336647.747	285.893	CJA
23	9283232.821	336657.657	286.157	ALAMED	73	9283186.508	336650.01	285.973	PT
24	9283236.227	336655.675	286.239	ALAMED	74	9283174.255	336674.368	285.637	LT
25	9283236.048	336649.904	286.312	ALAMED	75	9283168.349	336659.853	285.694	LT
26	9283230.149	336648.777	286.295	ALAMED	76	9283171.108	336680.799	285.585	LT
27	9283228.299	336650.641	286.206	ALAMED	77	9283171.505	336677.832	285.705	PTL
28	9283241.858	336666.062	285.771	CANAL	78	9283162.236	336692.145	285.597	B.CALLE
29	9283241.98	336665.599	285.768	CANAL	79	9283158.894	336690.652	285.721	EJE-CALL
30	9283241.859	336665.635	285.204	CANALFN	80	9283156.42	336689.035	285.794	B.CALLE
31	9283241.762	336665.922	285.226	CANALFN	81	9283164	336671.64	285.98	B.CALLE
32	9283240.393	336664.822	285.758	CANAL	82	9283168.282	336673.538	285.895	EJE-CALL
33	9283240.309	336665.789	285.755	CANAL	83	9283171.457	336674.853	285.632	B.CALLE
34	9283240.736	336667.509	285.769	CANAL	84	9283187.615	336644.921	285.937	B.CALLE
35	9283239.815	336667.549	285.792	CANAL	85	9283184.548	336643.315	286.008	EJE-CALL
36	9283239.473	336665.971	285.781	CANAL	86	9283181.034	336641.252	285.918	B.CALLE
37	9283239.581	336658.708	285.838	CANAL	87	9283216.666	336652.854	286.115	ALMD
38	9283240.194	336658.938	285.875	CANAL	88	9283205.241	336646.496	286.163	ALMD
39	9283240.935	336657.412	285.882	CANAL	89	9283203.49	336647.485	286.15	ALMD
40	9283240.251	336657.291	285.866	CANAL	90	9283201.714	336646.547	286.132	ALMD
41	9283241.834	336657.881	285.885	CANAL	91	9283196.841	336643.879	286.144	ALMD
42	9283242.306	336656.349	285.915	CANAL	92	9283202.18	336633.584	286.474	ALMD
43	9283240.933	336655.8	285.914	CANAL	93	9283179.296	336623.682	286.5	ALMD
44	9283241.039	336669.819	285.627	CANAL	94	9283177.516	336623.554	286.478	ALMD
45	9283239.654	336670.177	285.441	CANAL	95	9283175.989	336624.366	286.504	ALMD
46	9283239.23	336672.192	285.689	CANAL	96	9283173.229	336621.131	286.526	ALMD
47	9283238.608	336671.988	285.799	CANAL	97	9283165.594	336614.792	286.73	ALMD
48	9283238.801	336672.862	285.71	CANAL	98	9283188.406	336621.334	288.178	B.PISTA
49	9283238.442	336673.282	285.738	CANAL	99	9283152.691	336603.867	288.351	B.PISTA
50	9283237.81	336674.096	285.729	CANAL	100	9283126.43	336590.994	288.558	B.PISTA

101	9283199.007	336641.605	286.229	BM-B
102	9283205.173	336646.53	286.182	BM-A
103	9283177.896	336641.779	286.066	ESQ-LT-LI
104	9283151.152	336628.185	286.364	LT
105	9283140.657	336621.847	286.154	LT
106	9283135.125	336619.351	286.355	LT
107	9283117.758	336609.231	286.486	LT
108	9283113.399	336607.129	286.498	LT
109	9283105.487	336603.484	286.707	LT
110	9283099.965	336600.679	286.741	LT
111	9283089.113	336595.61	286.895	LT
112	9283089.938	336594.41	287.036	PT-MT
113	9283088.909	336591.633	287.061	B.CALLE
114	9283090.762	336587.172	287.238	B.CALLE
115	9283089.896	336589.279	287.201	EJE-CALL
116	9283099.101	336591.491	286.985	B.CALLE
117	9283111.884	336598.377	286.73	B.CALLE
118	9283110.901	336600.359	286.674	EJE-CALL
119	9283109.772	336602.429	286.55	B.CALLE
120	9283127.707	336611.675	286.351	B.CALLE
121	9283128.735	336610.043	286.495	EJE-CALL
122	9283129.941	336608.1	286.495	B.CALLE
123	9283153.637	336625.881	286.091	B.CALLE
124	9283154.821	336623.981	286.285	EJE-CALL
125	9283156.255	336621.887	286.342	B.CALLE
126	9283157.781	336630.804	286.14	PTL
127	9283182.864	336636.496	286.093	B.CALLE
128	9283181.782	336639.163	286.123	EJE-CALL
129	9283180.959	336641.211	285.909	B.CALLE
130	9283080.405	336589.096	287.226	LIN-EX
131	9283105.644	336602.536	286.61	CAJA
132	9283149.294	336626.471	286.233	CAJA
133	9283135.623	336621.402	286.331	CAJA
134	9283117.614	336608.833	286.43	CAJA
135	9283105.45	336602.618	286.627	CAJA
136	9283089.779	336596.688	286.845	CAJA
137	9283149.923	336696.105	285.781	E-3
138	9283167.211	336692.314	285.607	LT-ESQ
139	9283172.741	336681.789	285.722	LT
140	9283203.628	336711.857	285.144	LT
141	9283196.518	336718.965	284.092	LT
142	9283160.844	336700.429	285.443	LT-ESQ
143	9283157.46	336711.091	285.33	LT
144	9283151.587	336721.6	285.078	LT
145	9283149.741	336720.62	285.099	LT
146	9283143.79	336732.16	285.028	LT
147	9283139.115	336741.098	284.803	LT
148	9283131.596	336754.611	284.544	LT
149	9283128.481	336759.973	284.491	LT
150	9283124.379	336767.945	284.5	LT

151	9283120.792	336766.511	284.663	B.CALLE
152	9283118.188	336764.729	284.586	EJE-CALL
153	9283115.719	336763.01	284.545	B.CALLE
154	9283136.62	336739.009	284.821	B.CALLE
155	9283137.297	336741.706	284.779	P.LUZ
156	9283134.262	336736.601	284.921	EJE-CALL
157	9283130.698	336734.637	284.897	EJE-CALL
158	9283150.231	336695.048	285.771	B.CALLE
159	9283154.659	336696.946	285.742	EJE-CALL
160	9283158.802	336698.398	285.619	B.CALLE
161	9283153.659	336710.919	285.356	P.LUZ
162	9283196.172	336718.035	284.255	B.CALLE
163	9283197.991	336715.586	285.251	EJE-CALL
164	9283199.99	336713.086	285.389	B.CALLE
165	9283181.874	336709.904	285.523	B.CALLE
166	9283183.018	336706.859	285.594	EJE-CALL
167	9283183.975	336704.297	285.627	B.CALLE
168	9283184.81	336702.076	285.525	P.LUZ
169	9283161.97	336692.337	285.677	B.CALLE
170	9283160.348	336695.396	285.744	EJE-CALL
171	9283154.292	336685.04	285.749	ESQ-LT
172	9283145.569	336680.156	285.798	LT
173	9283136.112	336676.012	285.883	LT
174	9283130.331	336672.855	285.814	LT
175	9283116.781	336666.462	284.584	LT
176	9283092.833	336654.323	286.326	LT
177	9283065.822	336640.575	286.414	ESQ-LT
178	9283062.4	336641.506	286.296	B.CALLE
179	9283060.718	336644.408	286.253	EJE-CALL
180	9283058.19	336648.949	286.137	B.CALLE
181	9283068.372	336643.168	286.395	PTL
182	9283092.314	336656.853	286.28	PTL`B-CALLE
183	9283090.679	336660.395	286.03	EJE-CALL
184	9283088.817	336664.702	285.995	B.CALLE
185	9283093.149	336655.647	286.206	PLZ
186	9283123.618	336671.078	285.798	PLZ
187	9283123.102	336672.244	285.796	B.CALLE
188	9283121.479	336675.683	285.747	EJE-CALL
189	9283119.492	336680.421	285.697	B.CALLE
190	9283150.802	336684.763	285.986	PLZ
191	9283153.882	336688.195	285.796	B.CALLE
192	9283152.097	336691.887	285.79	EJE-CALL
193	9283128.746	336763.645	283.561	CAJA
194	9283134.849	336751.982	284.637	CAJA
195	9283152.507	336715.579	285.026	CAJA
196	9283158.788	336676.19	286.194	CAJA
197	9283134.696	336675.503	285.717	CAJA
198	9283118.173	336666.483	286.893	CAJA
199	9283173.031	336680.004	285.736	CAJA
200	9283163.73	336691.539	285.48	LNA-EX

201	9283117.069	336668.457	285.727	LNA-EX
202	9283127.201	336760.018	284.607	LNA-EX
203	9283146.516	336696.205	285.801	BM-C
204	9283108.632	336770.625	284.548	ESQ-LT
205	9283099.412	336765.878	283.213	LT
206	9283090.542	336761.131	284.641	LT
207	9283081.801	336756.467	284.72	LT
208	9283075.871	336753.261	284.78	LT
209	9283072.846	336751.52	284.743	LT
210	9283064.431	336746.805	284.779	LT
211	9283055.098	336742.76	284.929	LT
212	9283047.584	336738.08	284.874	LT
213	9283021.335	336724.551	285.61	LT
214	9283024.018	336725.262	285.559	PLZ
215	9283021.085	336724.353	285.558	CAJA
216	9283062.136	336746.523	284.802	CAJA
217	9283064.807	336746.187	284.753	CAJA
218	9283073.305	336752.531	284.709	CAJA
219	9283091.145	336760.382	284.56	CAJA
220	9283109.538	336771.458	283.007	CAJA
221	9283111.092	336768.039	284.396	B.CALLE
222	9283112.416	336765.206	284.569	EJE-CALL
223	9283114.169	336762.55	284.516	B.CALLE
224	9283087.325	336747.843	284.833	B.CALLE
225	9283085.754	336751.289	284.696	EJE-CALL
226	9283083.984	336754.335	284.729	B.CALLE
227	9283083.201	336756.267	284.848	PLZ
228	9283056.437	336731.51	285.178	B.CALLE
229	9283054.542	336735.187	284.944	EJE-CALL
230	9283052.517	336738.724	284.831	B.CALLE
231	9283052.196	336739.985	284.857	PLZ
232	9283023.171	336714.801	285.658	B.CALLE
233	9283021.582	336718.144	285.619	EJE-CALL
234	9283019.584	336721.486	285.491	B.CALLE
235	9283024.039	336725.242	285.563	PLZ
236	9283015.512	336707.507	285.826	ESQ-LT
237	9283027.745	336684.911	286.058	LT
238	9283033.837	336673.384	284.731	LT
239	9283045.724	336650.016	286.385	LT
240	9283051.905	336638.189	286.398	LT
241	9283055.24	336633.168	287.613	LT
242	9283055.512	336634.115	287.599	CAJA
243	9283031.093	336679.749	286.083	CAJA
244	9283022.188	336695.829	285.78	CAJA
245	9283016.429	336711.559	285.671	B.CALLE
246	9283019.763	336713.062	285.724	EJE-CALL
247	9283018.233	336705.134	285.851	PLZ
248	9283037.985	336686.115	285.927	B.CALLE
249	9283035.046	336684.885	285.977	EJE-CALL
250	9283030.501	336682.313	285.993	PLZ

251	9283047.54	336669.175	285.949	B.CALLE
252	9283043.7	336667.494	286.215	B.CALLE
253	9283040.363	336665.645	286.116	B.CALLE
254	9283046.754	336651.898	286.218	PLZ
255	9283054.963	336637.397	286.486	B.CALLE
256	9283059.082	336639.643	286.417	EJE-CALL
257	9283146.722	336700.078	285.535	V-1CAM
258	9283115.206	336759.531	284.519	V-2CAM
259	9283116.419	336769.112	284.526	E-4
260	9283124.11	336769.264	284.465	LT
261	9283142.171	336778.56	283.171	ESQ-LT
262	9283140.494	336785.188	284.177	ESQ-LT
263	9283141.364	336782.199	284.292	EJE-CALL
264	9283136.378	336784.58	284.247	PLZ
265	9283121.02	336774.992	284.388	ESQ-LT
266	9283118.078	336773.556	284.356	B.CALLE
267	9283119.179	336770.882	284.469	EJE-CALL
268	9283120.353	336768.011	284.637	B.CALLE
269	9283105.336	336803.002	283.912	ESQ-LT
270	9283101.823	336811.794	283.878	ESQ-LT
271	9283092.31	336806.033	283.937	ESQ-LT
272	9283096	336807.79	284.035	EJE-CALL
273	9283108.82	336794.743	284.156	PLZ
274	9283026.579	336713.504	285.627	V3-CAM
275	9283039.846	336661.925	286.093	ESQ-LT
276	9283043.699	336654.143	286.344	ESQ-LT
277	9283045.834	336649.944	286.381	LT
278	9283047.433	336644.495	286.442	LT
279	9283119.91	336774.655	284.456	LNA-EX
280	9283111.616	336788.857	284.052	LNA-EX
281	9283021.942	336722.855	285.488	LNA-EX
282	9283058.947	336641.451	286.396	E-5
283	9283070.198	336631.448	286.542	LT
284	9283080.697	336611.271	286.824	LT
285	9283077.112	336592.691	287.046	LT
286	9283076.745	336595.213	287.009	PLZ-MT
287	9283081.27	336588.717	287.125	B.CALLE
288	9283084.964	336590.208	287.128	EJE-CALL
289	9283088.211	336591.767	287.083	B.CALLE
290	9283077.702	336593.237	287.112	PLZ-MT
291	9283070.875	336608.864	286.835	B.CALLE
292	9283073.49	336610.817	286.867	EJE-CALL
293	9283076.416	336612.919	286.841	B.CALLE
294	9283063.272	336620.653	286.667	PLZ
295	9283080.538	336589.191	287.209	LNA-EX
296	9283041.236	336659.276	286.19	E-6
297	9283044.692	336656.784	286.127	LNA-EX
298	9283042.098	336661.967	286.062	LNA-EX
299	9283040.445	336660.976	285.969	LLAVE PAS
300	9283024.202	336643.57	286.335	LT

301	9283012.561	336634.602	286.728	LT	351	9282967.543	336570.711	288.096	B.CALLE
302	9283007.123	336641.004	286.632	LT	352	9282986.293	336559.039	288.049	LT
303	9283000.414	336636.887	286.709	LT	353	9283012.494	336545.708	288.048	ESQ-LT
304	9282997.647	336631.637	286.828	LT	354	9283018.763	336553.361	288.135	ESQ-LT
305	9283007.905	336640.647	286.666	PLZ	355	9283020.93	336549.491	287.962	B.CALLE
306	9282999.604	336630.347	286.851	B.CALLE	356	9283017.218	336547.641	288.071	EJE-CALL
307	9283001.459	336629.076	286.969	EJE-CALL	357	9283014.75	336546.322	288.067	B.CALLE
308	9283003.382	336627.529	286.83	B.CALLE	358	9283009.735	336548.608	287.98	PLZ
309	9283004.348	336635.775	286.685	B.CALLE	359	9282995.655	336556.668	288.165	B.CALLE
310	9283006.107	336634.244	286.841	EJE-CALL	360	9282996.558	336559.109	288.091	EJE-CALL
311	9283007.661	336632.686	286.784	B.CALLE	361	9282997.619	336561.65	287.969	B.CALLE
312	9283008.425	336639.524	286.624	B.CALLE	362	9282982.119	336562.434	287.987	PLZ
313	9283009.954	336637.752	286.804	EJE-CALL	363	9282970.662	336576.269	288.051	LNA-EX
314	9283011.224	336636.205	286.707	B.CALLE	364	9282998.361	336631.52	286.784	LNA-EX
315	9283036.297	336658.768	286.144	PLZ	365	9282963.058	336570.149	288.219	CAJA
316	9283044.655	336657.487	286.148	B.CALLE	366	9282937.01	336594.761	288.293	CAJA
317	9283043.59	336659.205	286.197	EJE-CALL	367	9283019.579	336547.525	288.017	E-9
318	9283042.79	336660.719	286.138	B.CALLE	368	9283051.317	336576.054	287.985	LT
319	9282997.371	336624.106	287.181	E-7	369	9283061.087	336584.313	287.769	LT
320	9283004.391	336642.51	286.686	LT	370	9283070.599	336589.301	287.343	LT
321	9283004.197	336625.666	286.958	LT	371	9283082.016	336588.831	287.126	B.CALLE
322	9282993.152	336622.661	287.107	LT	372	9283082.806	336586.788	287.257	EJE-CALL
323	9282988.282	336613.767	287.708	LT	373	9283083.379	336585.194	287.324	B.CALLE
324	9282983.128	336604.114	287.757	LT	374	9283069.192	336579.894	287.31	B.CALLE
325	9282969.472	336577.48	288.089	ESQ-LT	375	9283068.242	336581.562	287.309	EJE-CALL
326	9282977.749	336574.735	288.021	ESQ-LT	376	9283067.5	336583.194	287.306	B.CALLE
327	9282976.183	336575.302	287.947	B.CALLE	377	9283064.263	336581.551	287.371	B.CALLE
328	9282975.46	336572.659	288.021	B.CALLE	378	9283065.037	336580.182	287.349	EJE-CALL
329	9282973.038	336574.19	288.072	EJE-CALL	379	9283066.009	336578.753	287.365	B.CALLE
330	9282970.499	336575.699	288.065	EJE-CALL	380	9283057.684	336578.376	287.586	CAJA
331	9282972.635	336581.27	287.993	PLZ	381	9283053.465	336575.459	287.751	PLZ
332	9282982.769	336598.464	287.888	B.CALLE	382	9283033.412	336562.71	288.06	CAJA
333	9282984.892	336597.799	287.94	EJE-CALL	383	9283024.956	336554.091	287.836	PL-MT
334	9282987.02	336597.233	287.802	B.CALLE	384	9283019.715	336542.127	288.054	B.CALLE
335	9282988.257	336611.45	287.599	PLZ	385	9283034.295	336553.01	287.862	B.CALLE
336	9282970.488	336570.695	288.125	E-8	386	9283049.084	336565.157	287.748	B.CALLE
337	9282949.128	336587.197	288.322	LT	387	9283081.544	336584.289	287.389	B.CALLE
338	9282936.387	336584.237	287.516	LT	388	9283084.689	336577.312	289.247	B.CALLE
339	9282935.817	336594.222	288.328	LT	389	9283082.24	336574.467	289.122	B.ALAME
340	9282922.604	336601.03	288.256	ESQ-LT	390	9283075.444	336569.761	289.403	B.ALAME
341	9282916.602	336596.7	288.468	B.CALLE	391	9283063.577	336564.108	289.336	B.ALAME
342	9282917.972	336599.286	288.467	EJE-CALL	392	9283055.785	336561.918	289.292	B.ALAME
343	9282919.489	336601.936	288.262	B.CALLE	393	9283053.485	336559.863	289.346	B.ALAME
344	9282925.069	336591.181	288.556	PLZ	394	9283049.339	336556.879	289.373	B.ALAME
345	9282943.393	336589.328	288.351	B.CALLE	395	9283044.843	336554.291	288.881	B.ALAME
346	9282942.501	336586.436	288.448	EJE-CALL	396	9283038.143	336552.073	288.989	B.ALAME
347	9282941.135	336583.789	288.368	B.CALLE	397	9283025.944	336543.219	289.087	B.ALAME
348	9282953.747	336576.806	288.117	PLZ	398	9283025.987	336538.459	289.241	B.ALAME
349	9282970.497	336575.7	288.059	B.CALLE	399	9283021.12	336538.438	289.18	B.ALAME
350	9282969.433	336573.189	288.126	EJE-CALL	400	9283007.372	336531.026	289.105	B.ALAME

401	9282997.58	336522.068	289.311	B.ALAME	451	9283013.626	336716.107	285.638	B.CALLE
402	9283082.055	336591.388	287.126	E-10	452	9283000.978	336705.186	285.938	B.CALLE
403	9283023.671	336548.063	287.875	EJE-CALL	453	9282998.87	336709.263	285.953	B.CALLE
404	9283022.01	336549.551	287.95	B.CALLE	454	9282999.804	336706.981	286.019	EJE-CALL
405	9283002.972	336537.043	288.043	LT	455	9282972.971	336691.559	286.443	B.CALLE
406	9282982.697	336518.458	287.11	LT	456	9282971.849	336693.454	286.48	EJE-CALL
407	9282983.29	336517.861	287.186	BD-PIS	457	9282970.686	336695.552	286.349	B.CALLE
408	9282984.452	336519.382	287.13	BD-PIS	458	9282966.076	336693.84	286.358	B.CALLE
409	9282981.55	336516.756	287.334	BD-PIS	459	9282967.182	336691.713	286.473	EJE-CALL
410	9282978.527	336513.95	287.554	BD-PIS	460	9282968.646	336689.095	286.467	B.CALLE
411	9282972.603	336507.921	288.042	BD-PIS	461	9282964.263	336685.423	286.492	B.CALLE
412	9282969.839	336504.894	288.19	BD-PIS	462	9282962.47	336687.2	286.566	EJE-CALL
413	9282966.941	336502	288.321	BD-PIS	463	9282960.914	336689.121	286.449	B.CALLE
414	9282983.864	336504.102	289.783	BD-PIS	464	9282956.459	336683.149	286.573	B.CALLE
415	9282981.324	336503.277	289.79	BD-PIS	465	9282958.386	336682.077	286.586	EJE-CALL
416	9282981.493	336505.543	289.527	BD-PIS	466	9282960.222	336680.939	286.577	B.CALLE
417	9282982.884	336508.474	289.205	BD-PIS	467	9282979.676	336690.915	286.561	CAJA
418	9282984.89	336510.764	288.927	BD-PIS	468	9282979.638	336705.796	286.173	LT
419	9282988.852	336514.587	288.588	BD-PIS	469	9282974.453	336700.508	286.161	LT
420	9282993.207	336519.051	288.379	BD-PIS	470	9282965.68	336696.056	286.325	LT
421	9283002.984	336518.17	289.594	BD-PIS	471	9282979.913	336705.595	286.149	CAJA
422	9283007.765	336518.77	289.695	BD-PIS	472	9282965.216	336710.113	286.188	LT
423	9283015.213	336525.328	289.649	BD-PIS	473	9282961.431	336699.568	285.963	B.CALLE
424	9283019.248	336528.801	289.586	BD-PIS	474	9282959.834	336694.402	286.335	ESQ-LT
425	9283027.095	336535.145	289.574	BD-PIS	475	9282957.353	336689.208	286.381	PLZ
426	9283042.708	336546.494	289.401	BD-PIS	476	9282955.505	336688.593	286.397	LT
427	9283060.171	336557.55	289.272	BD-PIS	477	9282948.102	336690.239	286.611	V-LOSA
428	9283025.93	336543.364	288.064	BM-D	478	9282917.643	336670.934	286.733	V-LOSA
429	9283021.078	336538.448	288.16	BM-E	479	9282935.911	336662.769	286.708	V-LOSA
430	9283018.929	336541.516	288.049	B.CALLE	480	9282942.166	336661.133	287.148	PLZ
431	9283017.291	336543.859	287.999	EJE-CALL	481	9282940.979	336664.088	287.093	MEDIDOR
432	9283013.709	336547.382	288.099	B.CALLE	482	9282967.466	336683.495	286.53	LT
433	9283003.543	336536.34	288.061	B.CALLE	483	9282958.677	336670.279	286.882	LT
434	9283005.976	336534.266	288.132	EJE-CALL	484	9282954.383	336663.306	287.198	LT
435	9282996.117	336529.17	288.236	PLZ	485	9282952.257	336659.159	287.216	LT
436	9282982.797	336518.026	287.204	LNA-EX	486	9282950.161	336653.712	285.993	LT
437	9283021.368	336551.051	287.883	LNA-EX	487	9282945.948	336645.389	286.635	LT
438	9283009.78	336543.941	287.94	CAJA	488	9282941.888	336638.111	287.946	LT
439	9282989.752	336524.63	287.428	CAJA	489	9282936.14	336627.43	287.857	LT
440	9283015.548	336716.114	285.781	E-11	490	9282912.149	336608.69	288.102	LT
441	9283015.487	336707.553	285.821	ESQ-LT	491	9282917.619	336593.196	288.518	ESQ-LT
442	9283009.703	336718.409	285.691	ESQ-LT	492	9282912.806	336584.242	288.785	LT
443	9282981.479	336703.884	286.061	LT	493	9282906.808	336571.26	289.411	LT
444	9282988.077	336695.115	286.51	LT	494	9282902.732	336564.537	289.726	LT
445	9282981.904	336703.489	286.111	PLZ	495	9282897.689	336554.468	289.955	LT
446	9283005.366	336715.592	285.741	PLZ	496	9282889.437	336557.614	289.599	BRD-PIS
447	9283016.517	336710.512	285.719	LNA-EX	497	9282891.621	336557.007	289.589	BRD-PIS
448	9282959.881	336687.366	286.52	E-12	498	9282894.213	336555.913	289.55	BRD-PIS
449	9283016.031	336712.186	285.782	B.CALLE	499	9282892.976	336569.319	289.159	PLZ
450	9283015.19	336713.853	285.863	EJE-CALL	500	9282909.478	336574.927	289.04	CAJA

501	9282906.921	336581.554	288.932	B.CALLE	551	9282906.025	336526.025	288.54	BRD-CNT
502	9282904.97	336582.685	288.885	EJE-CALL	552	9282898.636	336529.564	290.021	BRD-CNT
503	9282902.99	336583.995	288.832	B.CALLE	553	9282898.383	336528.212	290.03	BRD-CNT
504	9282908.065	336597.648	288.608	PLZ	554	9282858.247	336552.078	289.801	LT-JARD
505	9282919.794	336622.038	287.834	LT	555	9282933.799	336499.741	290.483	E-14
506	9282925.093	336629.324	287.629	PLZ	556	9282912.953	336523.137	290.028	LT
507	9282926.422	336628.915	287.692	B.CALLE	557	9282920.012	336520.341	290.034	LT
508	9282928.888	336627.691	287.883	EJE-CALL	558	9282920.501	336520.604	289.989	CAJA
509	9282931.399	336626.366	287.846	B.CALLE	559	9282921.154	336519.346	290.068	BOR.CUN.CO
510	9282936.73	336658.055	287.229	LT	560	9282921.148	336517.912	290.023	BOR.CUN.CO
511	9282947.555	336657.444	287.117	B.CALLE	561	9282887.914	336534.89	290.475	LNA-EX
512	9282945.671	336658.895	287.209	EJE-CALL	562	9282927.801	336519.412	289.736	LT
513	9282943.728	336660.114	287.206	EJE-CALL	563	9282929.356	336518.913	289.621	PLZ
514	9282947.261	336667.342	286.987	B.CALLE	564	9282937.12	336515.46	289.66	LT
515	9282949.201	336666.602	287.003	EJE-CALL	565	9282952.928	336509.996	289.451	LT
516	9282951.657	336665.36	286.93	B.CALLE	566	9282949.382	336508.95	289.53	CAJA
517	9282957.04	336675.382	286.683	B.CALLE	567	9282956.516	336506.626	289.374	LT
518	9282955.268	336676.995	286.76	EJE-CALL	568	9282969.506	336508.109	287.87	LT
519	9282953.287	336678.309	286.713	EJE-CALL	569	9282967.929	336504.819	289.466	PLZ
520	9282965.433	336684.686	286.456	LNA-EX	570	9282962.447	336504.081	289.575	PLZ
521	9282944.288	336646.011	287.498	LNA-EX	571	9282963.099	336502.371	289.808	BD-PIS
522	9282912.467	336673.102	287.03	LT	572	9282958.633	336502.953	289.87	BD-PIS
523	9282924.437	336695.409	286.609	LT	573	9282951.237	336504.547	289.956	BD-PIS
524	9282877.64	336539.833	290.649	E-13	574	9282934.213	336510.821	290.212	BD-PIS
525	9282904.345	336523.866	290.504	BRD-PIS	575	9282921.277	336507.792	290.65	BD-PIS
526	9282896.312	336527.588	290.509	BRD-PIS	576	9282925.104	336505.66	290.575	BD-PIS
527	9282888.485	336531.091	290.535	BRD-PIS	577	9282924.051	336504.436	290.621	BD-PIS
528	9282886.904	336532.013	290.539	BRD-PIS	578	9282927.19	336499.583	290.668	BD-PIS
529	9282886.773	336533.89	290.505	BRD-PIS	579	9282931.095	336493.707	290.68	BD-PIS
530	9282887.09	336537.648	290.404	BRD-PIS	580	9282936.739	336483.61	290.606	BD-PIS
531	9282888.672	336542.937	290.129	BRD-PIS	581	9282940.684	336473.663	290.578	BD-PIS
532	9282882.821	336545.869	290.195	BRD-PIS	582	9282932.453	336471.386	290.224	BD-PIS
533	9282881.631	336543.39	290.319	BRD-PIS	583	9282927.251	336483.084	290.246	BD-PIS
534	9282880.224	336541.392	290.485	BRD-PIS	584	9282921.178	336493.009	290.394	BD-PIS
535	9282875.141	336537.522	290.709	BRD-PIS	585	9282944.217	336460.628	290.575	BD-PIS
536	9282871.274	336538.86	290.797	BRD-PIS	586	9282946.154	336454.187	290.518	BD-PIS
537	9282863.876	336542.121	290.988	BRD-PIS	587	9282953.885	336453.138	290.308	BD-PIS
538	9282858.965	336544.264	291.115	BRD-PIS	588	9282972.381	336480.063	290.006	BD-PIS
539	9282844.104	336542.543	290.95	BRD-PIS	589	9282975.708	336470.848	289.783	BD-PIS
540	9282869.651	336531.317	290.738	BRD-PIS	590	9282963.741	336453.33	289.965	BD-PIS
541	9282887.594	336522.028	290.553	BRD-PIS	591	9282951.502	336505.868	289.594	BRD-CNT
542	9282891.017	336520.052	290.549	BRD-PIS	592	9282952.008	336507.051	289.516	BRD-CNT
543	9282895.853	336517.2	290.544	BRD-PIS	593	9282959.448	336505.197	289.58	BRD-CNT
544	9282900.88	336513.877	290.525	BRD-PIS	594	9282959.207	336505.909	289.582	BRD-CNT
545	9282905.823	336509.919	290.495	BRD-PIS	595	9283001.647	336501.218	289.568	E-15
546	9282910.962	336505.254	290.48	BRD-PIS	596	9283006.64	336479.898	287.867	LT
547	9282917.558	336497.894	290.461	BRD-PIS	597	9282992.38	336473.617	288.537	LT
548	9282894.832	336531.548	290.166	LT	598	9282979.784	336456.05	288.302	LT
549	9282906.264	336525.955	288.548	LT	599	9282996.843	336473.139	288.44	E-16
550	9282905.556	336525.029	288.538	BRD-CNT	600	9283029.836	336492.641	288.446	E-17

601	9283050.455	336515.06	287.723	LT
602	9283038.128	336503.135	287.939	LT
603	9283031.14	336496.152	287.829	LT
604	9283024.043	336489.202	287.768	LT
605	9283020.205	336493.135	287.827	LT
606	9283014.557	336493.597	288.099	LNA-EX
607	9283033.436	336504.27	287.792	PLZ
608	9283034.985	336505.289	287.793	CAJA
609	9283039.41	336510.629	287.726	LNA-EX
610	9283026.764	336500.151	287.678	LNA-EX
611	9283050.673	336515.065	287.859	LT
612	9283013.065	336486.32	287.841	LT
613	9283006.735	336480.01	287.922	LT
614	9282993.699	336492.816	288.158	B.CALLE
615	9282993.49	336489.285	289.448	B.CALLE
616	9282993.431	336485.534	289.355	B.CALLE
617	9282997.591	336480.92	288.646	B.CALLE
618	9282987.326	336479.677	289.34	B.CALLE
619	9282981.508	336478.095	289.69	B.CALLE
620	9282993.661	336474.884	288.618	B.CALLE
621	9283004.263	336463.242	286.943	PLZ
622	9283028.393	336451.594	288.021	LT
623	9283027.707	336450.946	287.923	B.CALLE
624	9283025.482	336448.405	287.995	B.CALLE
625	9283026.579	336450.263	287.97	EJE-CALL
626	9283001.954	336468.174	288.26	B.CALLE
627	9283003.275	336470.067	288.278	EJE-CALL
628	9283005.077	336472.3	288.242	EJE-CALL
629	9282993.154	336474.104	288.656	LNA-EX
630	9283040.904	336436.208	288.082	E-18
631	9283035.616	336445.558	288.016	PLZ
632	9283034.385	336444.949	288.091	LT
633	9283036.252	336435.624	288.074	LT
634	9283046.484	336397.781	288.806	LT
635	9283092.204	336587.969	287.186	B.CALLE
636	9283091.221	336586.322	287.301	B.CALLE
637	9283091.433	336584.494	287.467	B.CALLE
638	9283092.937	336580.416	288.072	B.CALLE
639	9283095.614	336578.884	288.34	B.CALLE
640	9283099.924	336577.992	288.686	B.CALLE
641	9283088.282	336572.284	288.901	B.CALLE
642	9283089.247	336574.784	288.667	B.CALLE
643	9283089.83	336577.786	288.285	B.CALLE
644	9283087.764	336581.979	287.657	B.CALLE
645	9283086.594	336583.822	287.47	B.CALLE
646	9283083.924	336584.731	287.357	B.CALLE
647	9283081.653	336584.287	287.297	B.CALLE
648	9283094.446	336585.741	287.404	BRD-ALM
649	9283118.869	336598.263	287.095	BRD-ALM
650	9283124.95	336595.15	287.245	BRD-ALM

651	9283135.226	336599.344	287.135	BRD-ALM
652	9283147.393	336606.355	286.924	BRD-ALM
653	9283150.301	336610.943	287.799	BRD-ALM
654	9283156.072	336610.291	287.857	BRD-ALM
655	9283176.024	336624.372	287.512	BRD-ALM
656	9283114.842	336594.831	288.192	BRD-ALM
657	9283116.226	336593.751	288.196	BRD-ALM
658	9283116.237	336593.438	287.42	BRD-ALM
659	9283113.371	336588.406	287.758	BRD-ALCA
660	9283113	336586.509	288.65	BRD-ALCA
661	9283111.219	336585.759	288.621	BRD-ALCA
662	9283109.61	336586.266	287.96	BRD-ALCA
663	9283105.358	336586.26	287.592	BRD-ALCA
664	9283105.162	336586.315	288.19	BRD-ALCA
665	9283104.734	336588.004	288.418	BRD-ALCA
666	9283111.196	336591.471	288.273	BRD-ALCA
667	9283110.658	336590.967	287.709	LNA-EX
668	9283112.304	336586.406	288.633	LNA-EX
669	9283127.704	336583.053	289.524	BD-PIS
670	9283116.555	336577.6	289.624	BD-PIS
671	9283117.275	336575.397	288.667	LNA-EX
672	9283093.129	336565.882	289.765	BD-PIS

ANEXO 8: Estudio de Aprovechamiento Hídrico

ESTUDIO DE APROVECHAMIENTO HÍDRICO

PARA USO POBLACIONAL MENOR A 2.000 HABITANTES

I.- ASPECTOS GENERALES

1.1.- INTRODUCCION

El Estado Peruano dentro de su política de Inclusión Social, pretende dotar o mejorar los servicios de saneamiento básicos a zonas rurales. Entonces la necesidad del estudio de aprovechamiento hídrico de aguas superficiales, nace a razón del proyecto de tesis “**DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA MEJORAR LA CALIDAD DE VIDA EN EL CENTRO POBLADO DE LA MARGINAL, DISTRITO DE CUÑUMBUQUI, SAN MARTÍN, 2018**”, como consecuencia de la falta de agua, se proyectó para el horizonte de diseño de 20 años (hacia el año 2,038) (Según RNC) una captación, aproximadamente 6.164 km cuesta arriba del centro poblado La Marginal, en la quebrada de Mishquiyacu, la que cumple requerimientos de volumen y calidad.

La Municipalidad Distrital de Cuñumbuqui, dentro de su política de gobierno local acorde a la política Estatal, tiene a su cargo para satisfacer los requerimientos planteados en el proyecto y asegurar la Sostenibilidad de la Inversión para un horizonte de 20 años; se desarrolla el presente Estudio de Aprovechamiento Hídrico de una la fuente de Agua planteada (Quebrada Mishquiyacu), por razones de insuficiencia de caudal requerido de la actual captación.

1.2.- ANTECEDENTES.

Actualmente existe en el Centro Poblado que es jurisdicción del distrito de Cuñumbuqui, un sistema de agua Potable con una antigüedad de 20 años, el cual viene abasteciendo de agua a la localidad (LA MARGINAL) y es insuficiente debido a que la fuente de abastecimiento (ojo de agua), ya no cuenta volumen de hace veinte años atrás, ni con la cantidad de agua demandada al horizonte del proyecto (20 años).

El crecimiento de las poblaciones en la región como producto de las migraciones, data de la década de los 70, con la construcción de la carretera marginal de la Selva, la región San Martín se convirtió en una zona prospera vista por muchos como potencial para las actividades agrícolas y de extracción.

Es así como la población migrante proveniente en su gran mayoría de la Sierra norte, Alto Amazonas, Lambayeque, Piura, se asentaron en el Distrito de Cuñumbuqui y demás distritos de la provincia con el objeto de cultivar la tierra, visto por ellos como un potencial

para actividades agropecuarias y forestales que hoy en día es el sustento económico, lo que motivo el asentamiento en el distrito de Cuñumbuqui, entonces se hizo necesario la construcción de obras de infraestructura básica como caminos vecinales, agua, infraestructura educativa, de salud y otros, que permitiera conectarse entre pueblos y mejorar los servicios básicos que permiten elevar el nivel de vida de la población, creando un ambiente alentador para el desarrollo.

Ante la necesidad de contar con el servicio de agua Potable en óptimas condiciones, se elaboró el siguiente proyecto de tesis **“DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA MEJORAR LA CALIDAD DE VIDA EN EL CENTRO POBLADO DE LA MARGINAL, DISTRITO DE CUÑUMBUQUI, SAN MARTÍN, 2018”**.

La población, considerando la importancia que merece el presente proyecto en el aspecto “socioeconómico” de su desarrollo, se encuentra comprometida con las actividades necesarias para la elaboración, habiéndose formado un comité Pro Agua Potable para la gestión respectiva.

En tal sentido existe la necesidad de atender el requerimiento de agua Potable en dicha Localidad, para garantizar la salubridad de la población, más aún teniendo en cuenta que el gobierno dentro de su política de estado está invirtiendo en proyectos de saneamiento básico.

Es política del Gobierno Nacional, Regional y Local, de intervenir en las zonas alejadas para brindarles la infraestructura básica como soporte para el desarrollo sostenido de su población, así como también es prioridad del Sector Salud, apoyar en proyectos de saneamiento básico en el ámbito urbano y rural, para reducir los altos índices de morbilidad en la población.

1.3.- OBJETIVO DEL PROYECTO.

Justificar la necesidad del Aprovechamiento Hídrico de aguas superficiales de la quebrada Mishquiyacu, por contener suficiente volumen al horizonte proyectado y calidad de agua según requerimiento del proyecto.

II.- EVALUACIÓN HIDROLÓGICA.

2.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA FUENTE DE AGUA

a).- Ubicación y delimitación de área de estudio

A) UBICACIÓN

Localidad : La Marginal. Distrito : Cuñumbuqui. Provincia : Lamas

Región : San Martín

CORDENADAS DE REFERENCIA

DATUM : World Geodesic System, Datum 1984 – WGS 84

PROYECCIÓN : Universal Transversal Mercador, UTM SISTEMA DE COORDENADAS: Planas

ZONA UTM : 18M Cuadrícula : 14k

CARTA NACIONAL : Nombre de la Hoja: Picota

ESCALA : 1/100,000

B) UBICACIÓN DEL PUNTO DE CAPTACIÓN.

El punto de captación proyectada a mejorar se encuentra en la quebrada Mishquiyacu (coordenadas UTM: 338113.00E – 9287945.00N, SISTEMA DATUM WGS 84), ubicada a 6.165 km de la Localidad de La Marginal (coordenadas UTM: 336610E – 9282955N, SISTEMA DATUM WGS 84).

Localidad de La Marginal: Latitud sur: 6° 29' 5.72" y Longitud oeste: 76° 28' 39.38"

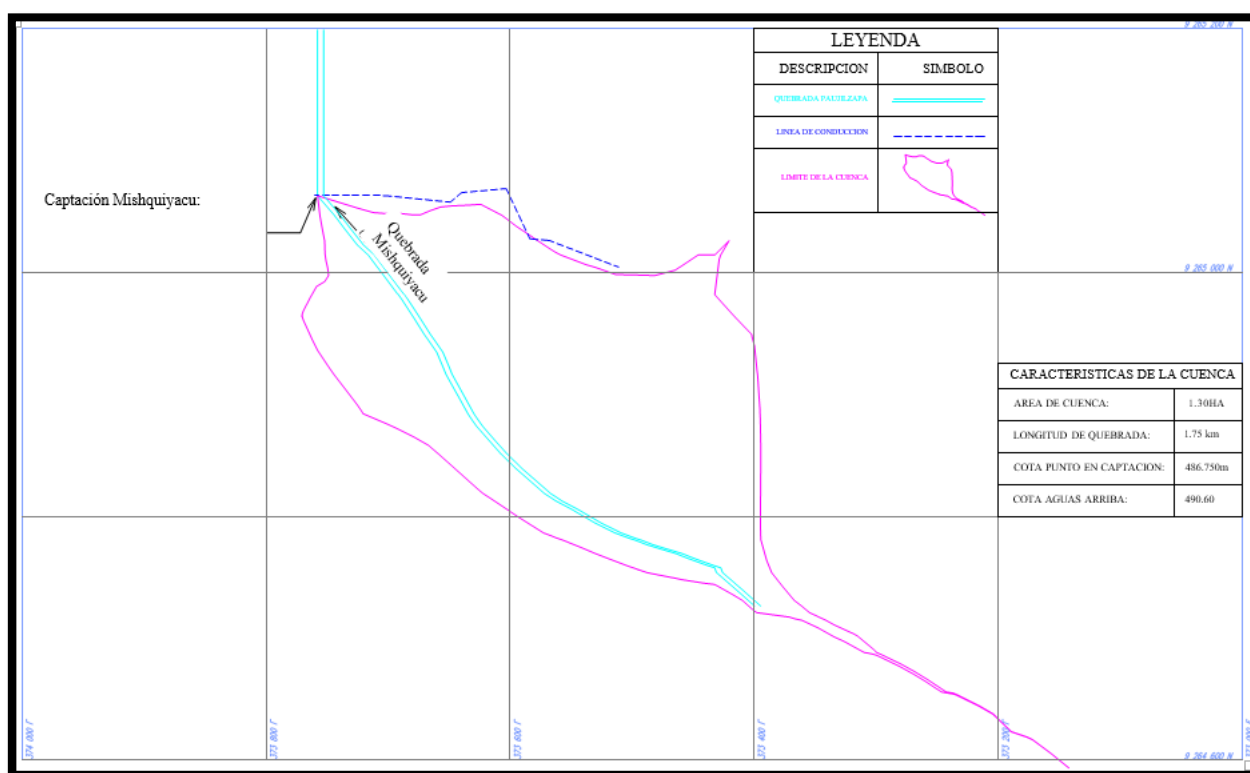
La altitud es de 285 m.s.n.m.

Distrito Cuñumbuqui : Está ubicada en la zona Nor Oriental del Perú;

C) DEMARCACIÓN HIDROGRÁFICA:

La quebrada Mishquiyacu nace en la parte alta de la Cordillera azul, en el límite del Área de Conservación Regional, jurisdicción del Departamento de San Martín, y se encuentra naturalmente demarcada en una pequeña cuenca claramente definida, cuya área circunscrita desde el punto de captación proyectada hasta su origen es de 1.30 Ha, para una longitud de quebrada desde su afloramiento al mismo punto de 1.750 km y cuya cota del punto de Captación es de 486.750 msnm.

Por su ubicación la quebrada Mishquiyacu, se encuentra dentro del distrito de Rumizapa, Provincia de Lamas, y bajo la jurisdicción administrativa de la Autoridad Local del Agua – San Martín.



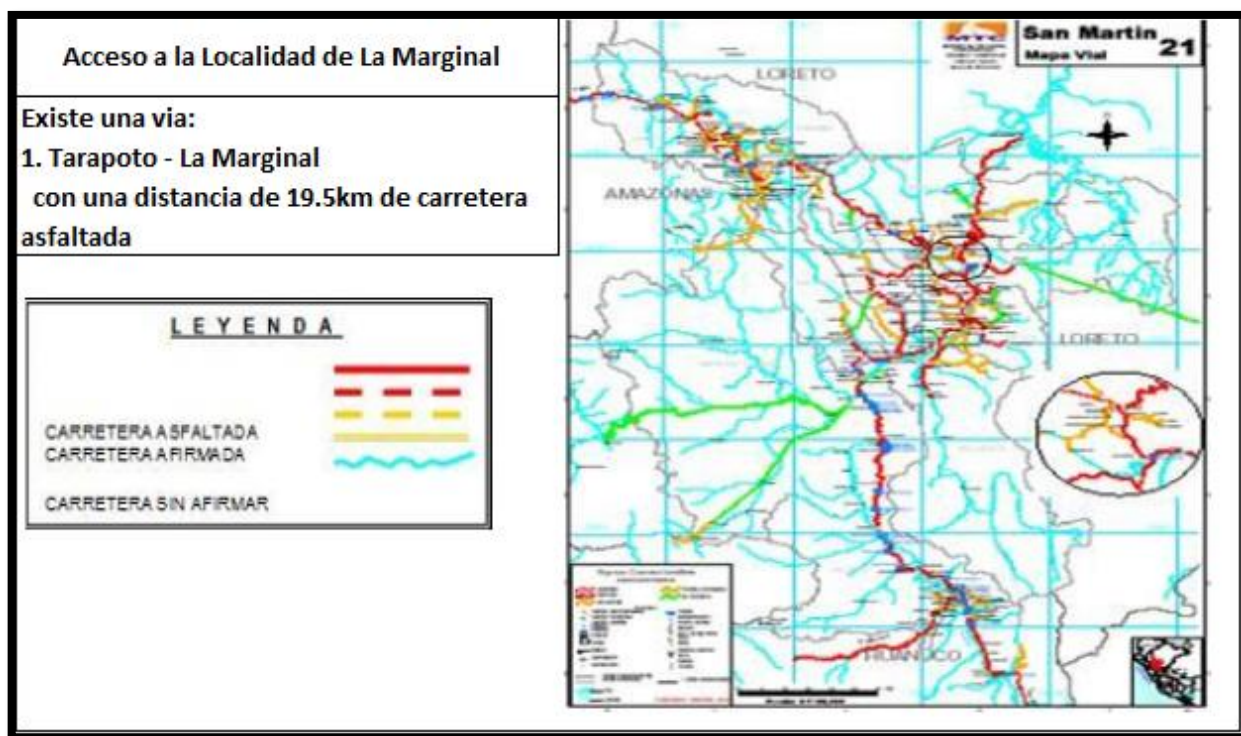
b) Accesibilidad – Vías de Comunicación.

Vías de acceso

Para llegar a la Localidad, el punto de partida es la ciudad de Tarapoto pasando por el distrito Morales por la carretera Fernando Belaunde Terry, pasando por la localidad de Cacatachi, seguimos la misma carreta hasta llegar a la zona del proyecto, todo este recorrido tiene una distancia aproximada de 19.5 km, con un tiempo aproximado de 20min.

RUTA	DISTANCIA	TIEMPO	TIPO DE VÍA
Tarapoto – La Marginal	19.5 km	20 min	en Carretera asfaltada

Sistema Vial de la Provincia de San Martín.





c) Calidad del Agua

La calidad del Agua de la nueva captación proyectada presenta valores aceptables para tratamiento de potabilización, por lo que solo presenta *Coliformes totales*, cuyo tratamiento es solo de desinfección en la zona de filtro o almacenamiento para ser apto para consumo humano.

2.2. OFERTA HÍDRICA

2.2.1. Oferta Hídrica a Nivel Mensual

La Oferta Hídrica a nivel mensual no se adjunta por motivo de no contar con una estación hidrométrica en la quebrada Mishquiyacu, sin embargo se ha calculada en base a datos de caudales por la información recogida en campo, durante el periodo de estiaje que arroja un Caudal Promedio de 12.32 lt/seg y un volumen anual de 388,523.52 m³ anuales.

2.2.2. Análisis de Máximas Avenidas.

El análisis de máximas avenidas se requiere para casos de diseño de elementos de protección para estructuras de captación en la fuente natural, lo que en nuestro caso no se aplica por el tipo de captación y por no contar con una estación hidrométrica en la fuente de agua.

2.3. USOS Y DEMANDA DE AGUA

2.3.1. Del Consumo Actual del Agua en el Ámbito Circundante del Proyecto

El punto de captación proyectada se encuentra en la quebrada Mishquiyacu (coordenadas UTM: 338113.00E – 9287945.00N, SISTEMA DATUM WGS 84), ubicada a 6,165 km de la Localidad de La Marginal (coordenadas UTM: 336610E – 9282955N, SISTEMA DATUM WGS 84) dicha quebrada reúne el volumen necesario de aforo y calidad, además no pelagra su integridad ni afecciones a terceros que posean derecho de uso, ya que por su ubicación lejana a zonas urbanas no existen asentados viviendas aguas arriba ni abajo de la quebrada, y las chacras son dispersas por la topografía accidentada del terreno y las existentes por el tipo de sembrío (café, cacao, maíz) no utilizan sistema de riego.

2.3.2. De la Demanda Futura para Usos Poblacional Aguas Abajo.

Como se comentó en párrafos anteriores, en el punto de captación de la fuente de agua proyectada (quebrada Mishquiyacu) no existen poblaciones ni viviendas asentadas aguas arriba ni abajo de la quebrada.

2.4. BALANCE HÍDRICO

2.4.1. Oferta hídrica

La Oferta Hídrica de la Quebrada Mishquiyacu se ha calculado en base al estudio de aforo, el mismo que nos arroja un caudal promedio de 12.32 lt/seg y un volumen anual de 388,523.52 m³ anuales.

OFERTA

MES	ENE	FEB	MAR	AB	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
MEDIA MENSUAL (MM)	159.1	139.5	141.0	78.1	129.0	75.9	27.4	67.2	110.2	37.2	127.1	123.6
%	427.69%	375.00%	379.03%	209.95%	346.77%	204.03%	73.66%	180.65%	296.24%	100.00%	341.67%	332.26%
DETERMINACION CAUDAL (LT/SEG)	52.69	46.20	46.70	25.87	42.72	25.14	9.07	22.26	36.50	12.32	42.09	40.93
CAUDAL AL 75% PERSISTENCIA (LT/SEG)	39.52	34.65	35.02	19.40	32.04	18.85	6.81	16.69	27.37	9.24	31.57	30.70

La precipitación media mensual de la provincia de Lamas, según reporte del SENAMHI ESTACION CO "PLU CUÑUMBUQUI, es la que determina los caudales en escorrentías superficiales por lo que el valor de la precipitación del mes de OCT es tomado como coeficiente al 100%, y a partir de ahí los coeficientes porcentuales de los demás meses

Demanda Hídrica

Para el cálculo de la demanda hídrica, fue necesario conocer la población futura a 20 años (2038) a partir de la fecha actual considerando como año en que se ejecutará la etapa de Inversión. Entonces se ha solicitado a la Municipalidad Distrital de Cuñumbuqui como conocedores de su realidad, nos alcance la población actual de la **Localidad de La Marginal**, los que contabilizan **814 habitantes** entre hombres y mujeres de todas las edades.

Respecto a la Tasa de Crecimiento Proyectado se utilizó 1% para el quinquenio 2010-2015 en el departamento de San Martín según el INEI. La tasa de crecimiento utilizada es la máximo promedio (peor de los escenarios) para garantizar la sostenibilidad de la Inversión al horizonte del Proyecto (20 años). Por lo que la población futura a 20 años calculada es de 977 habitantes.

La demanda hídrica de todos los usos establecidos es la referida solamente al volumen de agua para satisfacer las necesidades del proyecto.

CALCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA.

METODO ARITMETICO

$$P = P_o * (1 + r * t / 100)$$

PROYECCION DE LA POBLACION (Hab)

METODO	2018	2019	2020	2021	2022	2038
POBLACION	814	822	830	838	847	977
VIVIENDAS	148	149	151	152	154	178

NOTA:

Se eligió el metodo Aritmetico para proyectar la poblacion demandante, ya que la localidad en estudio son relativamente jovenes y tiene una alta tasa de inmigración de habitantes de la costa y sierra hacia la zona en estudio, esto hace ver que la poblacion esta en desarrollo aceleradamente producto del comercio, ganaderia y agricultura, en las ultimas decadas se ha implementado a la localidad con centros educativos, inicial, primaria y secundaria, tambien existen campos deportivos, parques, centros de salud, etc que permite que la localidad se desarrolle adecuadamente.

1.- NOMBRE DEL PROYECTO :		"MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y RED DE ALCANTARILLADO EN EL CENTRO POBLADO LA MARGINAL, DISTRITO DE CUÑUMBUQUI, PROVINCIA DE LAMAS - SAN MARTIN"	
2.- NUMERO DEL EXPEDIENTE			
3.- MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CUÑUMBUQUI			
A.- POBLACION ACTUAL		814	
B.- TASA DE CRECIMIENTO (%)		1.0%	
C.- PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)		20	
D.- POBLACION FUTURA		977	
E.- POBLACION PROM. DE ESTUDIANTES DE PRIMARIA		60	
E.- POBLACION PROM. DE ESTUDIANTES DE SECUNDARIA		0	
P= Pox(1+r*t/100)			
E.- DOTACION (LT/HAB/DIA)		120	
E.- DOTACION (LT/EST/DIA) PRIMARIA		20	
E.- DOTACION (LT/EST/DIA) SECUNDARIA		0	
F.- CONSUMO PROMEDIO ANUAL (LT/SEG)			
1. CAUDAL PARA POBLACION	Q1 = Pob. * Dot./86,400	1.36	
2. CAUDAL PARA ESTUDIANTES Pri.	Q2 = Ep. * Dot./86,400	0.01	
3. CAUDAL PARA ESTUDIANTES Sec.	Q3= Es. * Dot./86,400		
Q= Q1+Q2+Q3		1.37	
G.- CONSUMO MAXIMO DIARIO (LT/SEG)			
Qmd = 1.30 * Q		1.78	
H.- CAUDAL DE LA FUENTE (LT/SEG)		364.72	
J.- CONSUMO MAXIMO HORARIO (LT/SEG)			
Qmh = 1.50 * Qmd=2.00Q		2.74	

Tabla 1: Dotación de agua según opción de saneamiento

REGIÓN	SIN ARRASTRE HIDRAULICO	CON ARRASTRE HIDRAULICO
Costa	60 l/h/d	90 l/h/d
Sierra	50 l/h/d	80 l/h/d
Selva	70 l/h/d	100 l/h/d

Dichas dotaciones consideran consumo proveniente de ducha y lavadero multiuso. En caso de omitir cualquier de estos elementos, se deberá justificar la dotación a utilizar.

En el caso de piletas públicas la dotación recomendada será de 30lt/hab./día.

Para las instituciones educativas se empleará una dotación de:

- Educación primaria 20 lt/alumno x día
- Educación secundaria y superior 25 lt/alumno x día

El horizonte del proyecto de Mejoramiento es a 20 años (hacia el año 2,038), por la que el Caudal de Diseño asumido para efectos de los cálculos hidráulicos es de 2.72 lt/seg, que se deriva del redondeo para cumplir los requisitos de velocidad y presión del **Consumo Máximo Horario (QMH) 2.72L/seg**

La dotación asumida (120 lt/hab/día) así también la dotación para instituciones educativas inicial es (20 lt/alumno/día), los coeficientes $K_1=1.3$ y $K_2=2.00$, tomados para QMD y QMH, fueron tomadas de la “Guía para la formulación de proyectos de Inversión Exitosos, SNIP, MEF”.

En tal razón, se ha visto conveniente proyectar una captación, para lo cual se ha elegido a la

quebrada Mishquiyacu (coordenadas UTM: 338113.00E – 9287945.00N, SISTEMA DATUM WGS 84), ubicada a 6.165 km de la comunidad La Marginal (coordenadas UTM: 336610E – 9282955N, SISTEMA DATUM WGS 84); dicha quebrada reúne el volumen necesario de aforo y calidad, además no peligra su integridad, ya que por su ubicación lejana a zonas urbanas no existen asentados viviendas aguas arriba ni abajo de la quebrada, y las chacras son dispersas por la topografía accidentada del terreno y las existentes por el tipo de sembrío (café, cacao, maíz) no utilizan sistema de riego. Entonces, se ha realizado el estudio de aforo en época de estiaje, la que nos da un caudal promedio de **12.32 lt/seg. ó 388,523.52 m³ anuales.**

2.4.2. BALANCE HÍDRICA ENTRE OFERTA Y DEMANDA DE AGUA.

Según el cuadro del cálculo siguiente, se observa una favorable relación entre la oferta hídrica y la demanda de agua en el tiempo del horizonte del proyecto.

DISPONIBILIDAD HÍDRICA													
	MES	ENE	FEB	MAR	AB	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
OFERTA HÍDRICA	LT/SEG	39.52	34.65	35.02	19.40	32.04	18.85	6.81	16.69	27.37	9.24	31.57	30.70
	M ³	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DEMANDA HÍDRICA	LT/SEG	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74
	DEMANDA / OFERTA	6.93%	7.91%	7.82%	14.12%	8.55%	14.53%	40.26%	16.42%	10.01%	29.65%	8.68%	8.92%

BALANCE OFERTA DEMANDA DE AGUA POTABLE EN LA CAPTACION QBD. MISHQUIYACU

AÑOS	DEMANDA	OFERTA	BALANCE OFERTA- DEMANDA
	lt/s Qmd (A)	lt/s (B)	lt/s B-A
1	1.73	364.72	362.99
2	1.81	364.72	362.91
3	1.85	364.72	362.87
4	1.90	364.72	362.82
5	1.94	364.72	362.78
6	1.99	364.72	362.73
7	2.03	364.72	362.69
8	2.08	364.72	362.64
9	2.13	364.72	362.59
10	2.18	364.72	362.54
11	2.23	364.72	362.49
12	2.28	364.72	362.44
13	2.33	364.72	362.39
14	2.39	364.72	362.33
15	2.44	364.72	362.28
16	2.50	364.72	362.22
17	2.56	364.72	362.16
18	2.62	364.72	362.10
19	2.68	364.72	362.04
20	2.74	364.72	361.98

ANEXO 9: Estudio de Fuente de Agua

ESTUDIO DE FUENTE DE AGUA

1. ANTECEDENTES:

Actualmente existe en la Localidad de LA MARGINAL un sistema de abastecimiento de agua Potable, la fuente del cual se abastece de agua la localidad es de quebrada, el agua que se dota a la población es de mala calidad y que resulta estar contaminada con agentes causantes de enfermedades de caracteres endémicos.

El crecimiento de las poblaciones en la región como producto de las migraciones, data de la década de los 70, con la construcción de la carretera marginal de la Selva, la región San Martín se convirtió en una zona próspera vista por muchos como potencial para las actividades agrícolas y de extracción.

Es así como la población migrante proveniente en su gran mayoría de la Sierra norte, Alto Amazonas, Lambayeque, Piura, se asentaron en el Distrito de Cuñumbuqui y demás distritos de la provincia con el objeto de cultivar la tierra, visto por ellos como un potencial para actividades agropecuarias y forestales que hoy en día es el sustento económico, lo que motivó el asentamiento en la localidad de LA MARGINAL, entonces se hizo necesario la construcción de obras de infraestructura básica como caminos vecinales, agua, infraestructura educativa, de salud y otros, que permitiera conectarse entre pueblos y mejorar los servicios básicos que permiten elevar el nivel de vida de la población, creando un ambiente alentador para el desarrollo.

Como es de conocimiento este tipo de proyectos incluye en su contexto el desarrollo de estudios complementarios, con los cuales se hace posible la definición del dimensionamiento y diseño de los componentes que formarán parte del sistema, tal es el caso del Estudio de Fuentes de Agua el cual nos permitirá definir el punto de abastecimiento para la localidad.

2. OBJETIVO.

El objetivo principal del presente informe es realizar el estudio de aprovechamiento de la fuente de agua superficial el mismo que nos permitirá evaluar:

- ✓ El caudal disponible en relación a la demanda del proyecto.
- ✓ La calidad del agua cruda a fin de establecer el tratamiento de potabilización que permita ajustarla a las Normas de calidad de agua de consumo.

El caudal o volumen disponible depende de diversos factores entre los cuales los más importantes son la duración, intensidad y frecuencia de las precipitaciones, el clima, la vegetación, las características geográficas, topográficas y geológicas de la cuenca de aporte.

La calidad del agua depende de los microorganismos y de las materias orgánicas y minerales presentes. Por otra parte, especialmente en las zonas habitadas, puede producirse la contaminación del agua por las descargas no controladas de efluentes cloacales o industriales.

3. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO.

El área de influencia del proyecto es la localidad de LA MARGINAL la cual se encuentra ubicada en el Departamento de San Martín, Provincia de LAMAS, en el Distrito CUÑUMBUQUI.

De acuerdo a su ubicación geográfica esta localidad se encuentra en la Selva Peruana. El tipo de clima predominante en la zona es cálido tropical, el promedio de humedad relativa del 90% y una temperatura que va desde los 20.4°C hasta los 30.5°C, con una temperatura mínima promedio de 16°C en el mes de junio.

Debemos resaltar que las precipitaciones pluviales son abundantes durante todo el año, pero son más acentuadas durante los primeros meses periodo que influye la creciente de los ríos y quebradas, que son por lo general durante los meses de Febrero, Marzo y Abril.

Esta localidad se desarrolla en una zona topográficamente accidentada, observándose pendiente que varían entre 10% y 40%. El poblado se caracteriza por ser una terraza fluvial rodeada de laderas y el Río Mayo. Geomorfológicamente está conformada por terrazas fluviales (depósitos cuaternarios). La captación posee una geomorfología tipo quebrada cerrada mientras que la conducción se caracteriza por tener una geomorfología tipo quebrada abierta.

4. EVALUACIÓN RENDIMIENTO DE LA FUENTE.

Para el abastecimiento de la localidad de LA MARGINAL se tiene previsto captar las aguas de la Quebrada MISHQUIYACU, (coordenadas UTM: 338113.00E – 9287945.00N, SISTEMA DATUM WGS 84), ubicada a 6.165 km de la Localidad de La Marginal (coordenadas UTM: 336610E – 9282955N, SISTEMA DATUM WGS 84). Con cota de terreno 486.75 m.s.n.m.

Para llegar a la Localidad, el punto de partida es la ciudad de Tarapoto pasando por el distrito Morales por la carretera Fernando Belaunde Terry, pasando por la localidad de Cacatachi, seguimos la misma carreta hasta llegar a la zona del proyecto, todo este recorrido tiene una distancia aproximada de 19.5 km, con un tiempo aproximado de 20min. Con la finalidad de conocer la cantidad de agua y los niveles y/o tirantes alcanzados en las máximas avenidas, en el punto de captación de la fuente en estudio se realizó la

evaluación del rendimiento de la misma mediante aforos, cuyos resultados serían analizados en gabinete y sea esta fuente suficiente para cubrir con la demanda de la localidad.

Es importante mencionar que la quebrada Mishquiyacu es la única captación que existe puesto que el agua es permanente en todos los meses del año.

AFORO DE LA FUENTE.

Para la determinación del caudal de la fuente en estudio se realizó el aforo in situ, para lo cual se realizó lo siguiente:

Se realizó la prueba en una zona donde teníamos más velocidad de agua.

Se tomó el tiempo con un cronometro, en donde determinamos cuando demora en llenar un recipiente de agua.

Se repitió dicha actividad por un rango de 5 veces.

Una vez obtenido los datos se precedió a los cálculos en gabinete.



Vista fotográfica que muestra la nueva fuente de abastecimiento para
La Localidad de LA MARGINAL – Quebrada MISHQUIYACU

4.1.EVALUACIÓN DE RESULTADOS:

Habiéndose realizado el aforo se obtuvieron los datos correspondientes a cada una de las pruebas realizadas, los mismos que fueron analizados y cuyos resultados se muestran a continuación:

CUADRO N°1 – PRUEBA DE AFORO FUENTE SUPERFICIAL

Tiempo (seg)	TIEMPO PROMEDIO SEG
1.83	1.548
1.43	
1.75	
1.43	
1.3	
TOTAL PROMEDIO	1.548

CUADRO N°2 – CAUDAL DE AFORO DE LA QUEBRDA

CAUDAL (LT/S)	PROMEDIO 12.32
--------------------------	---------------------------

Es importante mencionar que en el periodo de sequía o estiaje el caudal se verá reducido hasta en un 20%, obteniendo en este caso un valor de 10.25Lt/s en la época de menos precipitaciones.

5. EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DE LA FUENTE.

En la actualidad los pobladores de la localidad de LA MARGINAL se abastecen de la quebrada MISHQUIYACU, siendo la calidad de la misma no apta para el consumo, motivo por el cual existe una alta incidencia de enfermedades parasitarias y gastrointestinales, principalmente en la población menor a 5 años. En las “Guías para la calidad del agua potable”, publicadas por la Organización Mundial de la Salud, se determinan valores de referencia de contenido de aluminio en el agua siendo de 0.1 mg/l o menos en grandes instalaciones de tratamiento de agua y 0.2 mg/l o menos en instalaciones pequeñas. En el caso de ser superados dichos valores el agua resultaría perjudicial para la salud.

Por ello, a fin de brindar el servicio a los pobladores, se ha previsto el uso de una fuente cuya calidad previo tratamiento sea aceptable para consumo humano. Como no se cuenta con un estudio de monitoreo de dicha fuente es que se tomaron las muestras correspondientes en la Quebrada anteriormente mencionada a fin de evaluar su calidad físico química y bacteriológica.

La muestra tomada ha sido analizada en el laboratorio “ENVIROTEST” ENVIRONMENTAL TESTING LABORATORY S.A.C. los resultados obtenidos han sido comparados con los Estándares Nacionales de Calidad Ambiental para Agua dados por el Ministerio del Ambiente (DECRETO SUPREMO N° 004-2017-MINAM CON Derógase el Decreto Supremo N° 002-2008-MINAM, el Decreto Supremo N° 023-2009-MINAM y el Decreto Supremo N° 015-2015-MINAM.

CUADRO N°3 – CUADRO COMPARATIVO RESULTADOS CALIDAD DE AGUA POTABLE.			
Parámetro Analizado	Unidad	Resultado	Valores según ECA
Coliforme Fecal	NMP/100ml	1.30E+03	2000
Coliformes Total	NMP/100ml	2.20E+04	5000
Escherichia Coli	NMP/100ml	3.30E+02	0
Plata	mg/l	<0.0014	0.0014
Boro	mg/l	<0.0012	0.0012
Cobre	mg/l	<0.0005	0.00005
Titanio	mg/l	<0.0021	0.0021
Potasio	mg/l	2.087	0.0107
Sodio	mg/l	3.306	0.0074
Litio	mg/l	<0.0006	0.0006
Salinidad	ppt	N.D	-
Niquel	mg/l	<0.0015	0.0015
Bario	mg/l	0.0172	0.004
Vanadio	mg/l	<0.0005	0.0005
Aluminio Total	mg/l	<0.0077	5
Arsénico Total	mg/l	<0.001	0.01
Cadmio Total	mg/l	<0.000050	0.005
Hierro Total	mg/l	0.3008	1
Manganeso Total	mg/l	<0.0004	0.4
Fósforo Total	mg/l	<0.0237	0.15
Plomo Total	mg/l	<0.0004	0.05
Selenio Total	mg/l	<0.001	0.04
Zinc Total	mg/l	<0.0009	5
Mercurio Total	mg/l		0.002
“N.D.: no detectable al nivel de cuantificación indicado”			
En el cuadro del “ECA” son los valores dados actuales DECRETO SUPREMO N° 004-2017-MINAM CON Derógase el Decreto Supremo N° 002-2008-MINAM, el Decreto Supremo N° 023-2009-MINAM y el Decreto Supremo N° 015-2015-MINAM.			

Considerando que la fuente superficial en estudio servirá para el abastecimiento poblacional, los resultados obtenidos se han comparado con la Categoría I: Aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable, siendo que los resultados se ajustan

a una fuente de Subcategoría A2. Acorde al cuadro comparativo que se muestra los parámetros cuyos valores se encuentran por debajo de los límites permisibles para una fuente de esta categoría A-2, por lo tanto se necesita un tratamiento convencional antes de su consumo.

Como se observa en los datos del CUADRO N° 3, facilitados por el laboratorio “ENVIROTEST” ENVIRONMENTAL TESTING LABORATORY S.A.C. y cuyo informe se adjunta al final del presente documento, el nivel del aluminio es inferior al permitido, lo que conlleva a que los consumidores puedan consumir este tipo de agua,. Además según la monografía de la OMS de 1997 sobre aluminio de la serie Criterios de Salud Ambiental (CSA), se ha sugerido en algunos estudios realizados que la exposición al aluminio puede ser un factor de riesgo para el desarrollo o aparición temprana de la enfermedad de Alzheimer, en definitiva, la correlación positiva entre el aluminio del agua de consumo y la enfermedad de Alzheimer detectada en varios estudios epidemiológicos, no se puede descartar totalmente, concluyendo en dichos estudios:

“En definitiva, la correlación positiva entre el aluminio del agua de consumo y la enfermedad de Alzheimer, detectada en varios estudios epidemiológicos, no se puede descartar totalmente. No obstante, es preciso plantear reservas importantes respecto de la inferencia de una relación causal, dado que estos estudios no han tenido en cuenta factores de confusión demostrados ni la ingesta total de aluminio de todas las fuentes. En su conjunto, los riesgos relativos de enfermedad de Alzheimer por exposición a concentraciones de aluminio en el agua de consumo mayores que 100 g/l, según determinan estos estudios, son bajos (menores que 5,0). Pero, dado que las estimaciones del riesgo son imprecisas, por diversos motivos de tipo metodológico, no se puede calcular con precisión un riesgo atribuible poblacional. Estas predicciones imprecisas pueden, no obstante, ser útiles para adoptar decisiones relativas a la necesidad de controlar la exposición al aluminio de la población general.”

Por tanto es importante optimizar los procesos de tratamiento con el fin de reducir al mínimo la presencia de residuos de aluminio y otros metales en el sistema de abastecimiento. Debido a lo anteriormente expuesto se adoptado como solución técnica la colocación de una planta de tratamiento convencional, en la cual ingresa el agua procedente del sedimentador en una filtración inicial. A continuación, el agua es conducida a las membranas de filtración (Filtro Lento) con retención total de partículas mayores de 0.1 micrones lo que incluye todas las bacterias, las macromoléculas y gran parte de los compuestos metálicos disueltos en el

agua. En buenas condiciones de funcionamiento, pueden alcanzarse concentraciones de aluminio menores que 0.1 mg/l resultando apto el consumo del agua.

Respecto a la calidad bacteriológica esta fuente presenta concentraciones normales de estos parámetros, los cuales se encuentran por debajo de los límites permisibles, sin embargo, la presencia de estos en agua para consumo exige otros valores; por lo que se soluciona con un proceso previo de desinfección.

Es preciso mencionar que los resultados que se muestran son referidos a una muestra puntual, siendo que de acuerdo a la ubicación de la localidad, en temporada de lluvias la turbiedad puede incrementarse, requiriendo por ello de ciertos procesos que serán propuestos en el sistema de tratamiento.

El sistema de cloración será: cloración por goteo, que consiste en habilitar un tanque de 650 litros en donde se realizara la cloración con hipoclorito en sus diferentes versiones, y para determinar el número de gotas por minutos se debe tener en cuenta el caudal de ingreso al reservorio, con eso sabremos cuanto de agua clorado por goteo va ingresar al reservorio, para su distribución respectiva a toda la población beneficiaria

6. CONCLUSIONES.

La fuente de abastecimiento seleccionada para esta localidad es la Quebrada MISHQUIYACU, que cuenta con un caudal de aforo de 12.32 Lt/s, y caudal de estiaje de 10.25 Lt/s, siendo en época de estiaje un 20% menos, suficiente para cubrir la demanda de abastecimiento de la población al horizonte del proyecto.

En cuanto a la calidad del agua de la Quebrada MISHQUIYACU, esta fuente presenta concentraciones de metal de aluminio (0.0077 mg/l) que están por muy debajo de (5 mg/l) de la subcategoría A-2 a la cual pertenece, el cual no resulta perjudicial para la salud pero es necesaria la instalación de una planta de tratamiento de aguas para prevenir infecciones bacteriológicas y biológicas. Así mismo en cuando a la calidad bacteriológica presenta concentraciones que están por debajo de lo permitido, pero serán tratadas con un proceso de desinfección, a fin de reducir los riesgos de contaminación y este lo más óptimo para consumo humano.

Considerando que la localidad se ubica en una zona donde existen épocas de avenidas durante períodos marcados, se recalca que la muestra obtenida es una toma media puntual y representativa motivo por el cual se propone se diseñe un sistema que permita el tratamiento del agua de la fuente cuando las turbiedades se incrementen.

**ANEXO 10: Estudio Análisis Detallado de las medidas de reducción de riesgo de
desastre (MRRD)**

ANÁLISIS DETALLADOS DE LAS MEDIDAS DE REDUCCIÓN DE RIESGO DE DESASTRE (MRRD)

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD

1. INTRODUCCIÓN

Se entiende por vulnerabilidad de un sistema de agua potable, a la susceptibilidad, a la pérdida de un elemento o conjunto de elementos que lo integran como resultado de la presencia de un desastre natural o de diseños y construcción no adecuados de las obras.

La mayoría de los desastres no se pueden prevenir, pero se pueden atenuar sus efectos en forma considerable, mediante dos métodos:

a) Medidas de Prevención. - La prevención sugiere el refuerzo de los servicios para resistir la fuerza del desastre. Las medidas preventivas comprenden generalmente físicas o estructurales, sin embargo, una organización eficiente incorpora esfuerzos preventivos dentro de la totalidad de sus actividades, incluyendo las operaciones y el mantenimiento; ya que, si estos son eficientes, la capacidad de respuesta frente a una situación de emergencia propiciará una mejor gestión.

b) Medidas de Preparación. - Una cuidadosa planificación pre-desastre permite la acción rápida y eficaz cuando el desastre ocurre y permite que los servicios sean restaurados lo más pronto posible. La planificación incluye el trazado y la puesta en marcha de los planes de operaciones para emergencias, el entrenamiento del personal y la adquisición de equipos para emergencias y repuestos para las máquinas y equipos.

El estudio y la evaluación de daños causados por los diferentes tipos de desastre, y específicamente su consecuencia en los sistemas de agua potable permiten tomar medidas para anticipar su impacto y reducir el daño en el futuro. Esto debe hacerse en dos instancias: primero, en la fase de proyecto hay que tener en cuenta las amenazas naturales específicas en la zona para el diseño de los componentes; segundo hay que aplicar medidas de mitigación dirigidas a mejorar la resistencia de los componentes del sistema que lo requieran.

2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

El estudio de Vulnerabilidad del Proyecto ***“DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA MEJORAR LA CALIDAD DE VIDA EN EL CENTRO POBLADO DE LA MARGINAL, DISTRITO DE CUÑUMBUQUI, SAN MARTÍN, 2018”***. Se enmarca dentro de los siguientes objetivos:

- a) Identificar los riesgos ambientales y las ocasionadas por el hombre, que se pueden presentar en el área de ubicación de las instalaciones, componentes del proyecto.
- b) Evaluar el grado de daño que pueden sufrir los diferentes componentes del sistema como efecto de los riesgos identificados.
- c) Recomendar para el proyecto las medidas de seguridad que se deben considerar en caso de riesgo tanto en la etapa de diseño, como en la construcción del proyecto a fin de asegurar la continuidad del servicio.

3. METODOLOGIA UTILIZADA

Para el Estudio de Vulnerabilidad del Proyecto ***“DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA MEJORAR LA CALIDAD DE VIDA EN EL CENTRO POBLADO DE LA MARGINAL, DISTRITO DE CUÑUMBUQUI, SAN MARTÍN, 2018”***.

ETAPA DE CAMPO

- Reconocimiento de los lugares de emplazamiento proyectados de todos los componentes del sistema, para identificar los riesgos a los que podrían estar expuestos por factores ambientales y acciones del hombre.
- Recopilación de información proporcionada por los lugareños instalados en el área del proyecto.
- Tomas de vistas fotográficas para ilustración.

ETAPA DE GABINETE

- Revisión bibliográfica.
- Análisis e interpretación de la información recolectada tanto en el campo como en gabinete.
- Redacción del informe.

4. COMPONENTES DEL PROYECTO

En forma sintética, se expresan los diferentes componentes del proyecto, con el objeto de realizar una descripción más comprensiva del estudio.

Los componentes del Proyecto son los siguientes:

- Captación
- Sedimentador
- Reservorio
- Filtro lento
- Línea de Conducción y Aducción

- Válvulas de aire y de purga.
- Red de distribución
- Conexiones domiciliarias
- Red de alcantarillado
- Planta de Tratamiento de Aguas Residuales

5. EVALUACIÓN DE RIESGOS

En el ámbito donde se desarrolla el Proyecto, está ubicado al Norte de la Localidad, aprox. a 6.125 km se encuentra la Captación, a 4.074 km se encuentra el sedimentador y filtro lento, a 1.432 km se encuentra el reservorio al sur de la localidad y en la misma localidad la red de distribución, red alcantarillado y conexiones domiciliarias; existen factores de naturaleza hidrológica, geológica que pueden generar riesgos para la instalación de la infraestructura del Proyecto.

El estudio ha evaluado los riesgos que pueden afectar a los diversos componentes del sistema.

A continuación, se describe los riesgos que podrían afectar a cada componente.

5.1 CAPTACIÓN

5.1.1 RIESGOS POR INUNDACIÓN Y EROSIÓN

Se descarta estos tipos de riesgo por captar el agua de ojos o pozos de agua.

5.1.2 RIESGO POR EFECTO SISMICO

Captación de quebrada, geográficamente se ubica en la zona 3, dentro del mapa de zonificación sísmica del Perú, la cual es de mediana sismicidad.

En el perfil estratigráfico del suelo donde está apoyado la captación se observa que hasta la profundidad de 2,00m el suelo está constituido por material arcilla inorgánica de baja plasticidad CL A-6(9)

En el caso que se presente un sismo severo con intensidad entre VI – VII MM, se considera que los efectos sobre la estructura serán leves.

5.2 SEDIMENTADOR

5.2.1 RIESGOS POR INUNDACIÓN Y EROSIÓN

Estos riesgos de naturaleza hidrológica aparentemente no pueden presentarse por que no se encuentra en la cercanía de ningún Río o quebrada.

El sedimentador, por encontrarse aproximadamente a 2.31 km de la quebrada y a una altura considerable de terreno no está expuesta a inundación.

5.2.2 RIESGO POR EFECTO SISMICO

El sedimentador, geográficamente se ubica en la zona 3, dentro del mapa de zonificación sísmica del Perú, la cual es de mediana sismicidad.

En el perfil estratigráfico del suelo donde está apoyado la captación se observa que hasta la profundidad de 3,00m el suelo está constituido por material arcilla inorgánica de baja plasticidad CL A-6(11) y A-7-6-(9)

En el caso que se presente un sismo severo con intensidad entre VI – VII MM, se considera que los efectos sobre la estructura serán no muy leves.

5.3 RESERVORIO

5.3.1 RIESGOS POR INUNDACIÓN Y EROSIÓN

Estos riesgos de naturaleza hidrológica aparentemente no pueden presentarse porque no se encuentra en la cercanía de ningún Río o quebrada.

5.3.2 RIESGOS POR INESTABILIDAD DE LADERAS (Taludes naturales)

No se ha observado ladera alguna contigua al terreno de apoyo del Reservorio.

No se ha observado los factores negativos siguientes:

- Agrietamientos, hundimientos, deslizamientos, derrumbes, etc.
- El suelo de cimentación está constituido por una arcilla plástica compacta de regular capacidad portante

Son factores positivos para la estabilidad del terreno de fundación.

- La naturaleza litológica de los terrenos de apoyo, los cuales están constituidos por capas de arcilla compacta de regular compacidad portante.
- El suelo de cimentación de buena capacidad portante no favorece a la socavación.
- La horizontalidad de las capas de conglomerado aluvial.
- La presencia de tramos casi horizontales de suelos con capas de arcilla plástica compacta los que se encuentran a lo largo del trazo. Estos tramos horizontales o de escasa pendiente, constituyen apoyos estables para la tubería.

5.3.3 RIESGO POR EFECTO SISMICO

- Se espera que la presencia de las ondas sísmicas generadas por un sismo severo de grado VI – VII MM, no genere efectos de importancia sobre el suelo de apoyo del Reservorio, por estar constituido por un conglomerado de compacidad media a compacta de regular compacidad portante.

5.4 FILTRO LENTO

5.4.1 RIESGOS POR INUNDACIÓN Y EROSIÓN

Estos riesgos de naturaleza hidrológica aparentemente no pueden presentarse porque no se encuentra en la cercanía de ningún Río o quebrada.

5.4.2 RIESGOS POR INESTABILIDAD DE LADERAS (Taludes naturales)

No se ha observado ladera alguna contigua al terreno de apoyo del Filtro Lento.

No se ha observado los factores negativos siguientes:

- Agrietamientos, hundimientos, deslizamientos, derrumbes, etc.
- El suelo de cimentación está constituido por una arcilla plástica compacta de regular capacidad portante

Son factores positivos para la estabilidad del terreno de fundación.

- La naturaleza litológica de los terrenos de apoyo, los cuales están constituidos por capas de arcilla compacta de regular compacidad portante.
- El suelo de cimentación de buena capacidad portante no favorece a la socavación.
- La horizontalidad de las capas de conglomerado aluvial.
- La presencia de tramos casi horizontales de suelos con capas de arcilla plástica compacta los que se encuentran a lo largo del trazo. Estos tramos horizontales o de escasa pendiente, constituyen apoyos estables para la tubería.

5.4.3 RIESGO POR EFECTO SISMICO

- Se espera que la presencia de las ondas sísmicas generadas por un sismo severo de grado VI MM a mayor, no genere efectos de importancia sobre el suelo de apoyo del filtro lento, por estar constituido por un conglomerado de compacidad media a compacta de regular compacidad portante.

5.5 LINEA DE CONDUCCION y ADUCCION

5.5.1 RIESGOS POR INUNDACIÓN Y EROSIÓN

Estos riesgos por inundación y por erosión en general no existen.

El inicio de la tubería de Conducción que sale desde la captación, hasta llegar al Reservorio la cual está protegido de la inundación y erosión.

El tramo medio y final de la tubería de Conducción por ubicarse lejos de la ribera de la quebrada, con mayor altura están exentos de los riesgos de inundación y erosión.

5.5.2. RIESGOS POR INESTABILIDAD DE LADERAS (Taludes naturales)

La existencia de este riesgo es mínimo, teórico en un supuesto muy negativo; los riesgos gravitacionales por desplazamiento de masas, como: deslizamientos, derrumbes, etc., en el lugar del trazo de la tubería de Conducción y Aducción no se ha observado los siguientes

factores negativos:

- fracturas, hundimientos, desplazamientos del terreno.
- Capas de rocas o suelos inclinadas pendiente hacia la ladera.
- Estratos arcillosos homogéneos e inclinados.

Son factores para la estabilidad del terreno de fundación o apoyo, lo siguiente:

- La naturaleza de los terrenos de apoyo con topografía plana, los cuales están constituidos por una capa de 0.25 metros de material orgánico, raíces y malezas, una capa de limo arcilloso de color marrón claro, hasta una profundidad de 2.30 metros.
- La presencia de tramos casi horizontales de suelos con capas de limo arcilloso los que se encuentran a lo largo del trazo. Estos tramos horizontales o de escasa pendiente, constituyen apoyos estables para la tubería.

5.5.3 RIESGO POR EFECTO SISMICO

No existen riesgos de desprendimientos de piedras por la vibración de las ondas sísmicas que pueden ocasionar daños a la tubería, debido a que no existen taludes naturales.

5.6 RED DE DISTRIBUCION Y ALCANTARILLADO

5.6.1 RIESGOS POR INUNDACIÓN Y EROSIÓN

Estos riesgos de naturaleza hidrológica no pueden presentarse por no encontrarse la Localidad en cercanías a una quebrada o río.

5.6.2 RIESGO POR EFECTO SISMICO

Geográficamente se ubica en la zona 3, dentro del mapa de zonificación sísmica del Perú, la cual es de mediana sismicidad.

En el perfil estratigráfico del suelo donde está apoyado la captación se observa que, hasta la profundidad de 2,00m el suelo está constituido por material arcilla inorgánica de baja plasticidad CL A-7-6(10) y A-7-6-(12)

En el caso que se presente un sismo severo con intensidad entre VI – VII MM, se considera que los efectos sobre la estructura serán no muy leves.

5.7 CONEXIONES DOMICILIARIAS

5.7.1 RIESGOS POR INUNDACIÓN Y EROSIÓN

Estos riesgos de naturaleza hidrológica aparentemente no pueden presentarse por no encontrarse la Localidad en cercanías a una quebrada o río.

5.7.2 RIESGO POR EFECTO SISMICO

Geográficamente se ubica en la zona 3, dentro del mapa de zonificación sísmica del

Perú, la cual es de mediana sismicidad.

En el perfil estratigráfico del suelo donde está apoyado la captación se observa que hasta la profundidad de 2,00m el suelo está constituido por material arcilla inorgánica de baja plasticidad CL A-7-6(10) y A-7-6-(12)

En el caso que se presente un sismo severo con intensidad entre VI – VII MM, se considera que los efectos sobre la estructura serán no muy leves.

6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Los probables riesgos ambientales que han sido identificados y evaluados en el área del Proyecto, en relación con la vulnerabilidad de sus componentes del proyecto no constituyen factores negativos que invaliden el desarrollo, ejecución y operación del Proyecto.

6.2 La presencia de vegetación constituida por hierbas, árboles y arbustos a lo largo de todo el emplazamiento de las obras, dificulta la erosión por las precipitaciones pluviales, creando por este motivo estabilidad a la zona, ya que en estas condiciones es difícil que se produzcan erosiones, movimientos de masa gravitacionales como: deslizamiento, derrumbes, etc.

6.3 Las condiciones topográficas favorables, la buena calidad de los suelos, la ausencia de quebradas profundas a lo largo del trazo dificulta la aparición de fenómenos de Geodinámica Externa, como aluviones o huaycos, deslizamientos, derrumbes, etc.

6.4 Los efectos por riesgo sísmico, originados por sismos cercanos de gran magnitud, pueden ser amenguados por la buena calidad de los suelos de gravas y cantos rodados que conforman los sitios de ubicación de la cimentación de las obras, lo cual amengua o disminuye los daños que podrían ocasionar a las estructuras componentes del sistema de agua potable.

6.6 Se recomienda mantener e incrementar las áreas de vegetación, para disminuir los riesgos que se pueden presentar por erosión pluvial.